

# UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA



SCUOLA DI INGEGNERIA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE



TESI DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

## *RISPOSTA CINEMATICA DEI PALI DI FONDAZIONE AL VARIARE DELL'IMPEDENZA DEL TERRENO.*

*Kinematic behaviour of pile foundations by varying soil impedance.*

RELATORE: ING. GIAMPAOLO CORTELLAZZO

LAUREANDO: MICHELA PAGANIN







*Alla mamma e al papà,  
che mi hanno regalato tutto questo  
senza alcuna pretesa.*

*Alla mia famiglia gigante:  
alle mie sorelle  
che mi viziano e credono tanto in me,  
a mio fratello  
anche se siamo come cane e gatto,  
ai miei nipotini,  
che sono i miei amori.*

*Ad Alberto,  
che fra un hobby e l'altro  
trova anche il tempo per me.*

*E al nonno Onore,  
perché la sua "attaccante-difensora"  
finalmente ha fatto gol!*



# Sommario

INTRODUZIONE .....	1
<b>1- PALO DI FONDAZIONE .....</b>	<b>3</b>
1.1- EFFETTI CINEMATICALI DURANTE IL TERREMOTO .....	4
1.1.1- <i>Metodi semplificati</i> .....	7
1.1.2- <i>Metodi disaccoppiati</i> .....	12
1.1.3- <i>Metodi accoppiati con modellazione del continuo in 3D</i> .....	12
1.2- DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA .....	12
1.2.1 <i>Accelerogrammi</i> .....	14
1.2.1.1 Accelerogramma considerato .....	18
1.3- ANDAMENTO DEL MODULO DI TAGLIO E DEL RAPPORTO DI SMORZAMENTO .....	19
1.3.1- <i>Decadimento del modulo di taglio</i> .....	22
1.3.2- <i>Rapporto di smorzamento</i> .....	23
<b>2- MODELLAZIONE DEL PALO TRAMITE ELEMENTI INELASTICI.....</b>	<b>25</b>
2.1- PLASTICITÀ CONCENTRATA .....	26
2.2- PLASTICITÀ DISTRIBUITA .....	28
2.2.1- <i>Richiami di meccanica delle strutture</i> .....	29
2.2.2- <i>Modello a fibre</i> .....	33
2.2.2.1- Formulazione in rigidità.....	35
2.2.2.2- Formulazione in flessibilità.....	39
2.2.2.3- Confronto dei processi iterativi .....	41
2.3- LOCALIZZAZIONE DAL PUNTO DI VISTA FISICO.....	43
2.4- LOCALIZZAZIONE NEGLI ELEMENTI FINITI.....	46
2.5- PERDITA DI OGGETTIVITÀ NEGLI ELEMENTI <i>FB</i> .....	48
<b>3- MODELLAZIONE DEL TERRENO .....</b>	<b>53</b>
3.1- CURVA DORSALE (BACKBONE CURVE).....	55
3.1.1- <i>Sabbia satura</i> .....	59
3.1.2- <i>Argilla tenera e argilla dura</i> .....	61
3.2- CURVA DI SCARICO E RICARICO (SRC E GUC) .....	64
3.3- CURVA DIRETTA DI RICARICO (DRC).....	65
3.4- MODELLAZIONE DEL DEGRADO CICLICO.....	67
<b>4- CARATTERISTICHE DEL PALO DI PROGETTO .....</b>	<b>69</b>
<b>5- SCELTA DELLE STRATIGRAFIE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>75</b>
5.1- UNICO STRATO SOPRA AL PIANO RIGIDO .....	77
5.1.1 <i>Influenza della profondità del terreno rigido</i> .....	79
5.1.1.1 Stratigrafia $V_{s1}/V_{s2} = 100/800$ .....	80
5.1.1.2 Stratigrafia $V_{s1}/V_{s2} = 200/800$ .....	82
5.1.1.3 Stratigrafia $V_{s1}/V_{s2} = 400/800$ .....	84
5.1.2 <i>Influenza del tipo di terreno</i> .....	86
5.1.2.1 Stratigrafia S1 (h=8 m).....	87
5.1.2.2 Stratigrafia S2 (h=15 m).....	88
5.1.2.3 Stratigrafia S3 (h=18 m).....	90
5.1.3 <i>Terreno di base con <math>V_s = 400</math> m/s</i> .....	95
5.1.4 <i>Influenza delle curve <math>G/G_0</math> e <math>D</math></i> .....	103
5.2- DUE STRATI SOPRA AL PIANO RIGIDO .....	105
5.2.1 <i>Influenza del tipo di terreno</i> .....	107

<b>6- CONCLUSIONI.....</b>	<b>115</b>
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>119</b>







# Introduzione

Il presente lavoro ha come obiettivo lo studio del comportamento delle fondazioni profonde quando sono sottoposte all'azione di un sisma.

Lo scopo principale della tesi è quello di valutare quali siano i parametri che fanno variare la risposta del palo, considerando sia le caratteristiche del palo che quelle del terreno nel quale il palo è immerso.

Le fondazioni su pali sono generalmente progettate per resistere sia agli sforzi verticali dovuti alla sovrastruttura, che a quelli laterali ciclici indotti dal sisma.

La risposta dei pali sottoposti ad un carico ciclico laterale dipende da vari fattori, quali il cedimento del suolo e del palo, la formazione di gap fra la fondazione ed il terreno, il crollo del materiale all'interno della cavità che si crea.

Diversi studi sono stati condotti in merito a questo argomento anche a causa dell'importanza che le fondazioni hanno, soprattutto se relative ad opere di fondamentale interesse sociale come possono essere i ponti.

Il comportamento dei pali di fondazione sotto l'azione di onde di taglio che si propagano verticalmente è stato studiato da diversi autori (Flores-Berrones e Whitman, Kaynia e Kausel, Dobry e O'Rourke, Mamoon e Banerjee; Novac, Makris e Gazetas, Kavvadas e Gazetas, Pender, Nikolau et. Al., Gazetas e Mylonakis).

Nonostante i significativi progressi fatti, alcuni aspetti restano ancora poco indagati. Basti pensare all'interazione dinamica della fondazione con l'opera in elevazione che è stata studiata prevalentemente per determinare la rigidezza del palo sotto azioni dinamiche piuttosto che per valutare i suoi effetti sul palo stesso.

Le azioni di progetto di un terremoto applicate alla fondazione derivano infatti sia dalle forze d'inerzia sviluppate dalla sovrastruttura che dall'interazione tra i pali ed il suolo che si deforma al passaggio dell'onda sismica. In particolare, questi fenomeni sono indicati in letteratura come interazione inerziale e cinematica. Per la progettazione sismica è necessario valutare le interazioni cinematiche ed inerziali e l'importanza relativa dei due fattori dipende dalle caratteristiche della struttura, dalla fondazione, dal sottosuolo e dalla natura delle onde sismiche.

Nel presente lavoro verrà presa in considerazione solamente l'interazione cinematica ed i relativi sforzi che questa induce sul palo di fondazione a causa della diversa deformazione che quest'ultimo e il suolo subiscono durante il terremoto.

L'obiettivo principale è quello di valutare l'effetto dell'interazione cinematica sui momenti flettenti nel palo estendendo gli studi parametrici di Gazetas, Kavvadas e Gazetas, Nikolaou et. al, Nikolaou e Gazetas ad un terreno con stratigrafie più complesse, nell'intento di ottenere delle indicazioni sui fattori che influenzano maggiormente la risposta del sistema palo-terreno.



# 1- Palo di fondazione

Il palo è un elemento strutturale che trasferisce l'azione proveniente dalla struttura in elevazione agli strati profondi del terreno che presentano caratteristiche migliori rispetto a quelli superficiali. Spesso la scelta di fondazioni profonde è dettata da esigenze idrauliche, quali fondazioni di ponti o opere al largo in mare (off shore), ma principalmente lo scopo è quello di superare i deficit delle proprietà meccaniche del suolo in superficie.

I pali si presentano sotto varie forme e possono essere di legno, di acciaio, di calcestruzzo e di calcestruzzo armato. Essi sono progettati per resistere sia a carichi assiali che laterali.

Quando le fondazioni su pali sono sottoposte a carichi ciclici laterali, la loro risposta è influenzata da fattori quali il tipo di suolo, il cedimento del palo, eventuali distaccamenti fra palo e terreno, crollo di materiale all'interno della cavità e non linearità del comportamenti del suolo e del palo stesso. Questi elementi influenzano la rigidezza laterale effettiva e la resistenza della fondazione.

Durante un terremoto il palo è soggetto a sforzi dovuti sia al movimento della sovrastruttura (interazione inerziale) che a quello del suolo dove si trova immerso (interazione cinematica). I fenomeni cinematici ed inerziali che creano un certo momento flettente sulla fondazione profonda, sono due aspetti complementari di un unico fenomeno conosciuto come interazione suolo-palo-struttura. Nella pratica, gli ingegneri tendono a trascurare gli effetti dovuti all'interazione cinematica. Questa potrebbe però essere la causa di rotture del palo nel caso di terreni stratificati e con caratteristiche di rigidezza molto diverse fra loro.

La differenza fra il movimento del suolo e quello del palo durante il passaggio dell'onda sismica dipende da diversi fattori, come ad esempio la stratigrafia del suolo, il contrasto di rigidezza fra suolo e palo, la frequenza della sollecitazione ed i vincoli cinematici in testa e sulla punta.

Grazie a ricerche fatte attraverso modelli fisici di pali soggetti a simulazioni di terremoti, è stato possibile evidenziare l'importante ruolo ricoperto dall'interazione cinematica nella risposta sismica del palo di fondazione. La flessione dovuta agli effetti cinematici è significativa specialmente nella testa rigida del palo in cui è impedita la rotazione e nell'interfaccia di separazione fra due strati aventi una brusca variazione di rigidezza. Tale osservazione può spiegare la concentrazione di danneggiamento a delle profondità dove gli effetti dei carichi applicati alla testa del palo sono trascurabili.

## 1.1- Effetti cinematici durante il terremoto

Nella risposta sismica del sistema struttura-palo-suolo, come anticipato, è molto importante l'effetto cinematico dovuto allo spostamento forzato del terreno, specialmente in un terreno soffice (Action 1). Assieme a tale effetto risultano rilevanti anche le forze inerziali che vengono trasmesse dalla sovrastruttura, la quale con la sua massa e la sua frequenza tende a limitare la possibilità di moto della testa del palo (Action 2). In figura 1.1 sono rappresentati entrambi gli effetti.

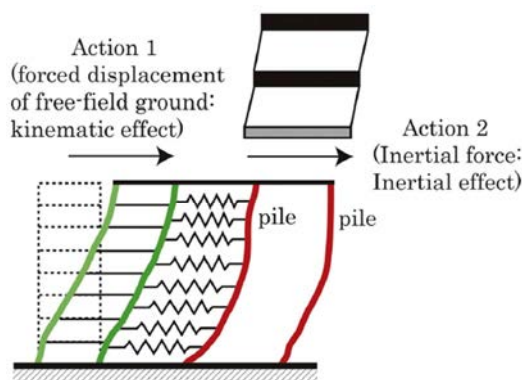


fig.1. 1: Effetti cinematici del terreno ed inerziali della sovrastruttura.

Un metodo per valutare la risposta sismica cinematica ed inerziale del sistema struttura-palo-suolo è quello che si basa sullo spettro di risposta, definito come uno spettro di risposta di accelerazione.

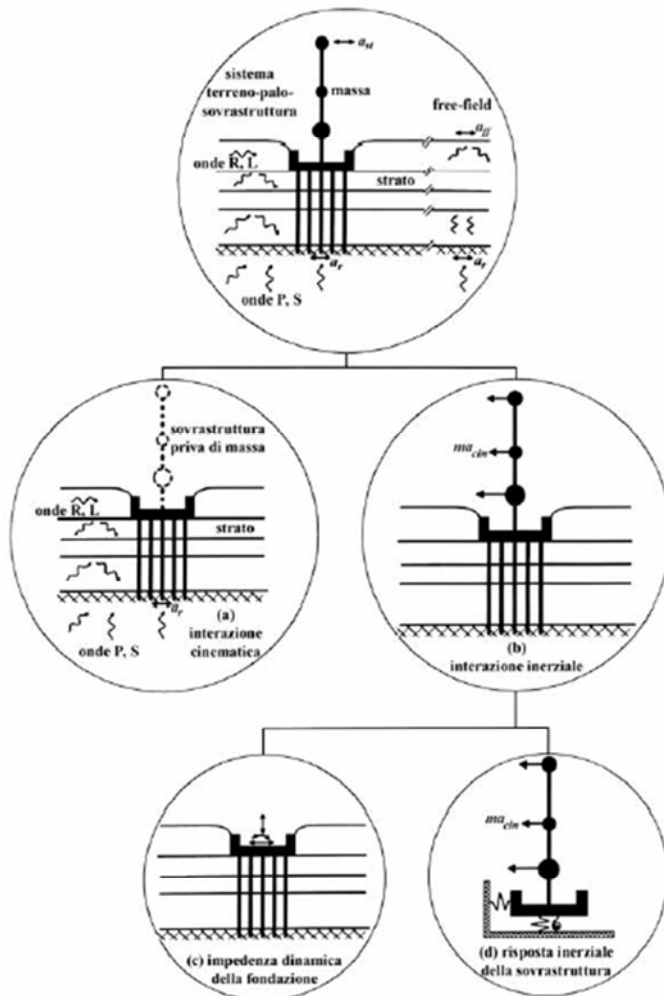
Nella valutazione del momento flettente a cui è soggetto il palo di fondazione bisogna tener conto in modo corretto sia degli effetti dovuti al movimento del terreno che di quelli dovuti alla sovrastruttura.

Non è semplice considerare entrambi gli effetti in un'unica analisi e nella pratica sono disponibili due metodi.

- Il metodo *diretto* prevede di considerare l'intero sistema struttura-palo-suolo dove la resistenza del suolo attorno al palo è modellata attraverso un sistema di molle o un sistema di elementi finiti. Il modello con le molle è accurato e ciò è confermato dal confronto con altri metodi (sistema agli elementi finiti, modello continuo o esperimenti fisici). Sebbene l'uso degli elementi finiti abbia molta flessibilità, esso presenta dei problemi quali la richiesta di sforzo computazionale nelle analisi tri-dimensionali e il soddisfacimento della compatibilità tra le deformazioni di suolo e palo. Quest'ultimo problema deriva dal fatto che gli spostamenti di terreno e palo possono essere

rappresentati con funzioni di ordine diverso e quindi le deformazione che possono essere definite sono differenti.

- Il metodo delle *sottostrutture* è un procedimento pratico per la valutazione degli effetti dovuti al terremoto. L'interazione cinematica viene studiata su uno schema semplificato che considera solamente la struttura di fondazione ed il terreno, mentre si pone pari a zero



la massa della sovrastruttura. In questo modo si determina sia l'azione sismica trasmessa alla sovrastruttura, che l'aliquota delle sollecitazioni sui pali che dovrà essere sommata a quella dell'interazione inerziale.

Per valutare gli effetti inerziali si analizzano separatamente sovrastruttura e struttura di fondazione soggette all'azione sismica modificata dall'effetto dell'interazione cinematica.

Durante l'analisi della sovrastruttura, il sistema terreno-fondazione è privo di massa ma non può essere trascurata la sua impedenza dinamica. Questa parte dell'analisi di interazione inerziale porta a determinare le sollecitazioni sulla struttura in

elevazione, la quota di sollecitazione che essa trasmette alla fondazione e le sollecitazioni di progetto alla testa del palo con cui eseguire le verifiche allo stato limite ultimo.

Questo metodo ha lo scopo di sovrapporre i risultati dovuti agli effetti del movimento del terreno a quelli dovuti alle forze inerziali della struttura. Il principio di sovrapposizione degli effetti, che consente di sommare i due contributi, è valido nell'ipotesi di comportamento lineare di tutti i componenti (Kausel e Roesset, 1974; Gazetas e Mylonakis, 1998).

A seguito dei maggiori terremoti è stato dimostrato che il danneggiamento delle strutture civili è influenzato molto dalle caratteristiche e dalle condizioni della superficie del suolo ed anche della

parte più in profondità. Ciò dimostra l'importanza dell'interazione fra il suolo e la fondazione anche a livello di mitigazione degli effetti del sisma.

Facendo un confronto con le strutture in elevazione, l'applicazione del metodo dello spettro di risposta ai problemi di tipo geotecnico non sembrerebbe adeguata. Il fenomeno del terremoto nel caso geotecnico è descritto principalmente attraverso la teoria di propagazione delle onde e la trattazione del fenomeno come un problema di vibrazioni è stata condotta raramente. Mentre la teoria della propagazione delle onde può essere usata con un mezzo infinito e con smorzamento isteretico, una trattazione complessa è richiesta nella teoria delle vibrazioni.

Per un terreno omogeneo la teoria della propagazione delle onde fornisce il moto di *free-field* in superficie,  $u_{ff}$ . La presenza del palo all'interno del terreno limita la possibilità di movimento del suolo ed, inoltre, il palo diffrange e riflette le onde di taglio e lo spostamento orizzontale della testa del palo  $u_p$  risulta diverso dallo spostamento di "free-field".

Gli effetti cinematici sono stati indagati da Gazetas (1984) e da Fan et al. (1991) e sono stati condotti una serie di studi parametrici considerando terreni omogenei o stratificati che hanno permesso di valutare l'andamento del rapporto fra i due spostamenti.

$$I_u = \frac{|u_p|}{u_{ff}}$$

In assenza di interazione cinematica questo parametro risulta pari ad 1 e il suo andamento è definito in figura 1.2, in funzione del fattore  $a_0$  legato alla pulsazione dell'oscillazione  $\omega$  ed alla velocità di propagazione  $V_s$  delle onde di taglio nel terreno.

$$a_0 = \frac{\omega d}{V_s}$$

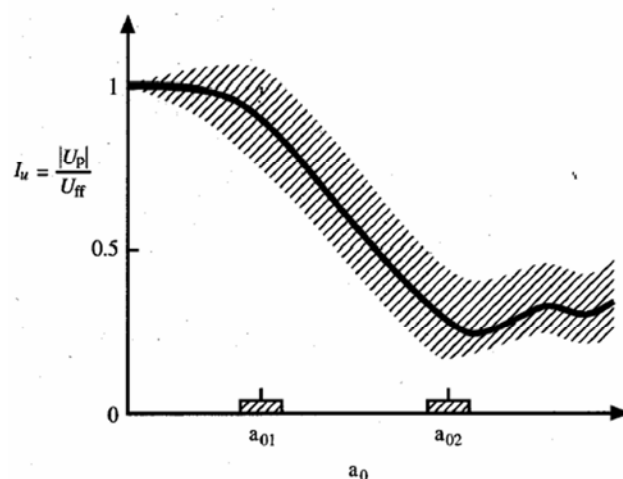


fig.1. 2: Fattore di interazione cinematica.

Essendo la pulsazione direttamente proporzionale alla frequenza dell'oscillazione si può interpretare il parametro  $a_0$  considerandolo in funzione di  $f$ .



$$\omega = \frac{2\pi}{T} = 2\pi f$$

A basse frequenze ( $a_0 < a_{01}$ ), cioè in corrispondenza di elevati periodi ed elevate lunghezze d'onda, si può osservare che  $I_u$  si mantiene circa pari ad 1 e quindi la testa del palo segue le deformazioni del terreno.

Valori intermedi di frequenza ( $a_{01} < a_0 < a_{02}$ ) mostrano una rapida decrescita del fattore  $I_u$  al crescere della frequenza. L'effetto che si sviluppa è dato dall'incapacità del palo di seguire la fluttuazioni del terreno. Per frequenze più elevate, rimane circa stabile e tende ad oscillare attorno a dei valori compresi fra 0,2 e 0,4.

I valori limite di questo andamento,  $a_{01}$  e  $a_{02}$ , dipendono dal tipo di terreno, dalla rigidità relativa fra palo e terreno, dalle condizioni di vincolo in testa e dall'interazione palo-palo nel caso di palificata.

Gli effetti dell'interazione cinematica si risentono anche lungo il fusto del palo, producendo spostamenti del palo generalmente differenti da quelli di free-field.

Tali spostamenti sono associati a curvature ed a momenti flettenti lungo la fondazione profonda. È oggetto di questa tesi la determinazione dell'andamento del momento flettente in caso di terreno stratificato.

Il comportamento di un palo immerso in un suolo stratificato, soggetto a effetti cinematici dovuti al passaggio di onde di taglio che si propagano verticalmente, può essere studiato attraverso una rigorosa analisi tridimensionale agli elementi finiti ma sono proposti differenti metodi per la valutazione degli effetti cinematici.

I metodi più utilizzati sono divisi in tre classi: metodi semplificati, metodi disaccoppiati (modellazione alla Winkler) e metodi accoppiati con modellazione del continuo.

### 1.1.1- Metodi semplificati

In letteratura sono presenti dei metodi semplificati che si basano sulla schematizzazione del palo con un elemento beam flessibilmente elastico. Secondo questi approcci il momento può essere valutato, ad una certa profondità attraverso la formula:

$$M = E_p I_p \left( \frac{1}{R} \right)_p \quad [1.1]$$

Dove:

$M = M(z, t)$  è il momento flettente variabile nel tempo, alla profondità  $z$ ;

$E_p$  ed  $I_p$  sono rispettivamente il modulo di Young del palo ed il momento d'inerzia della sezione trasversale e il loro prodotto fornisce la rigidità flessionale dello stesso;

$(1/R)_p$  è la curvatura del palo, che varia lungo tutto il palo.

Considerando la curvatura massima, il momento calcolato è quello di picco.

L'equazione [1.1] pone in evidenza che la valutazione del momento flettente risulta dipendente dalla stima corretta della curvatura del palo.

L'approccio più semplice (ipotesi di Margason e Holloway, 1977) per valutare i parametri appena richiamati è quello di trascurare l'interazione fra palo e suolo, assumendo che la curvatura del palo eguagli quella del terreno nelle condizioni di terreno libero di muoversi (*free field motion*).

Margason e Holloway (1977) forniscono un modo per calcolare la curvatura:

$$(1/R)_s \approx \frac{2\Delta u_{ff}}{\Delta z^2}$$

In cui  $\Delta u_{ff}$  è lo spostamento relativo massimo tra due punti del terreno posti ad una distanza  $\Delta z$ .

L'andamento degli spostamenti orizzontali del terreno in condizioni di *free-field* può essere ottenuto con un'analisi di propagazione monodimensionale delle onde sismiche.

Per le norme NEHRP (1997), nell'ipotesi di sforzo sismico unidimensionale dato dalla propagazione verticale di onde di taglio, la curvatura del suolo può essere determinata come segue:

$$(1/R)_s = \frac{a(z,t)}{v_s^2} \quad [1.2]$$

Tale formula è una alternativa all'equazione dell'onda unidimensionale per un mezzo omogeneo.

Il parametro  $a(z,t)$  indica l'accelerazione massima del suolo libero di muoversi e dipende dalla profondità poiché le onde subiscono delle variazioni a seconda del materiale che attraversano.  $v_s$  è la corrispondente velocità di propagazione delle onde di taglio.

Il fatto che si ipotizzi che il palo subisca gli stessi spostamenti del terreno porta però a trascurare l'interazione cinematica. Inoltre non si tengono in considerazione:

- Rigidezza relativa fra palo e terreno
- Snellezza del palo ( $L/d$ )
- Smorzamento radiante (radiation damping)

Questi metodi, inoltre, non possono essere applicati a terreni stratificati poiché all'interfaccia che separa i due strati aventi diverse rigidezze, la curvatura tende all'infinito a causa delle differenti deformazioni di taglio al di sopra ed al di sotto della superficie. In realtà, un palo continuo e senza rotture presenta sempre una curvatura finita. Inoltre, applicando le formule [1.1] e [1.2] leggermente sopra o sotto l'interfaccia, la curvatura del palo potrebbe essere sovrastimata o sottostimata in base alle specifiche circostanze. Infine questo approccio potrebbe contrastare la

condizioni al contorno, come accadrebbe nella previsione di un momento flettente alla testa del palo anche in assenza di un vincolo.

Per superare queste limitazioni sono state sviluppate delle speciali tecniche per valutare i momenti flettenti cinematici in suoli stratificati.

Dobry e O'Rourke (1983) forniscono un modello utilizzabile in presenza di terreni stratificati per la valutazione del momento flettente in corrispondenza dell'interfaccia fra i due strati. La validità delle formule presuppone il rispetto di alcune ipotesi:

- Palo infinitamente lungo e strati di spessore infinito
- Palo e terreno si deformano in campo elastico
- Entrambi gli strati sono soggetti a tensioni di taglio uniformi  $\tau$ , quindi  $\gamma_1/\gamma_2=G_1/G_2$
- Il palo di diametro  $d$  può essere studiato allo stesso modo di una trave su un letto di molle alle Winkler con coefficienti di rigidità delle stesse posti pari a  $k_1=3G_1/d$  e  $k_2=3G_2/d$ .

Le assunzioni sono valide se non si ha a che fare con strati molto sottili. Inoltre  $G_1$  e  $G_2$  devono essere moduli secanti coerenti con i livelli di deformazione e, solamente ad una certa distanza dal piano campagna, il palo può essere considerato immerso in un letto di molle.

La relazione esplicita ricavabile dalle precedenti ipotesi è la seguente:

$$M = 1,86(E_p I_p)^{3/4} (G_1)^{1/4} \gamma_1 F$$

Con

$$F = \frac{(1 - C^{-4})(1 + C^3)}{(1 + C)(C^{-1} + 1 + C + C^2)}$$

Dove:

$$C = \left(\frac{G_2}{G_1}\right)^{1/4} \quad \text{e} \quad \gamma_1 = \tau/G_1$$

Dente (2005) calcola la deformazione angolare  $\gamma_1$  a partire dalla massima accelerazione al piano campagna, considerata per il terreno *free-field*.

$$\gamma_1 = \frac{\rho_1 H_1}{G_1} a_{max,s}$$

In cui  $\rho_1$  ed  $H_1$  sono rispettivamente la densità e lo spessore dello strato superiore.

Nikolaou e Gazetas (1997) hanno proposto due equazioni in forma chiusa per il calcolo del massimo momento flettente stazionario all'interfaccia tra due strati, dovuto alle eccitazioni armoniche di diversa frequenza alla base del substrato. Le relazioni sono state ricavate grazie ad uno studio parametrico in campo dinamico della trave disposta su letto di molle alla Winkler per

un palo immerso in terreni di diversa rigidità e sollecitati da onde di taglio che si propagano verticalmente. Questa trattazione è più rigorosa e sovrastima meno il momento rispetto ai metodi NEHRP e di Dobry e O'Rourke.

Dallo studio è emersa la dipendenza del momento flettente da diversi fattori:

- il contrasto di rigidità fra i due terreni (confrontando le velocità di propagazione delle onde  $V_{s1}/V_{s2}$ )
- le condizioni di vincolo alla testa del palo
- la vicinanza della pulsazione di eccitazione  $\omega=2\pi f$  alla pulsazione fondamentale del terreno  $\omega_1$
- la rigidità relativa fra palo e terreno  $E_p/E_1$
- la snellezza del palo ( $L/d$ )

La prima delle formule proposte si basa sulla stima della tensione di taglio che si sviluppa all'interfaccia  $\tau_{interf}$  in funzione dell'accelerazione di *free-field* in superficie e dello spessore del primo strato:

$$\tau_{interf} \approx a_{ff} \rho_1 H_1$$

La formula che definisce il momento massimo è:

$$M_{max} = 0,042 \tau_{interf} d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^{0,3} \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0,65} \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}}\right)^{0,5}$$

Essa evidenzia il fatto che il momento tende a crescere all'aumentare del diametro del palo e del contrasto fra le rigidità. La debolezza della formulazione è quella di fornire un valore infinito del momento per pali molto snelli e suoli con un elevato contrasto di rigidità, comportamento che non ha senso dal punto di vista fisico.

La seconda formulazione si basa sulla massima deformazione dovuta al momento agente nel palo:

$$\varepsilon_{max} = \frac{M}{E_p \left(\frac{\pi d^4}{64}\right)} \frac{d}{2} = \frac{\sigma}{E_p}$$

L'equazione che fornisce il momento è:

$$M_{max} = 2,7 \cdot 10^{-7} E_p d^3 \left(\frac{a_r}{g}\right) \left(\frac{L}{d}\right)^{1,3} \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0,7} \left(\frac{V_{s2}}{V_{s1}}\right)^{0,3} \left(\frac{H_1}{L}\right)^{1,25}$$

La definizione del momento flettente secondo questi due metodi è valida solamente se l'interfaccia che divide i due strati si trova al di sotto della lunghezza attiva del palo  $L_a$  che può essere valutata assumendo un comportamento lineare sia per il palo che per il terreno:

$$L_a \approx 1,5 \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{1/4} d$$

Il momento valutato considerando una sollecitazione sismica armonica sinusoidale risulta essere maggiore di quello che viene generato da un'azione sismica di natura transitoria che rappresenta il terremoto reale. La distribuzione del momento flettente transitorio segue lo stesso andamento di quello stazionario, ma con un valore di picco inferiore.

Per il progetto di pali in zona sismica non sarebbe quindi corretto considerare il valore proposto dagli Autori ed è necessaria una correzione fornita dagli stessi:

$$\max M(t) = \eta \cdot \max M(\omega)$$

In cui  $\max M(t)$  è il massimo momento flettente per un'azione sismica reale,  $\max M(\omega)$  è il massimo momento flettente stazionario e  $\eta$  è un fattore di riduzione.

Tale fattore riduttivo assume un valore compreso fra 0 ed 1 in funzione di:

- durata dell'evento sismico, in termini di numero di cicli equivalenti all'accelerogramma  $N_c$
- rapporto tra il periodo predominante dell'evento sismico ( $T_p$ ) e il periodo fondamentale del terreno ( $T_l$ )
- smorzamento effettivo del sistema palo-terreno  $\beta_{\text{eff}}$

Il fattore  $\eta$  può essere valutato con le espressioni (Nikolaou, 1995,2001):

$\eta = 0,04N_c + 0,23$  , se il periodo naturale del deposito è simile ai periodi predominanti dell'azione sismica;

$\eta = 0,015N_c + 0,17$  , se il periodo naturale del deposito si discosta da quelli predominanti del sisma.

I metodi visti forniscono il valore della componente cinetica del momento flettente massimo nel palo, ma non danno alcuna informazione sulla variazione che subisce l'azione sismica a causa dalla presenza della fondazione all'interno del terreno.

### **1.1.2- Metodi disaccoppiati**

L'interazione tra palo e terreno può essere simulata con una modellazione disaccoppiata in cui il sottosuolo è schematizzato attraverso molle e smorzatori distribuiti lungo la superficie laterale del palo (modello dinamico alla Winkler). Questi elementi di schematizzazione sono soggetti al moto sismico determinato in condizioni di *free-field*.

Nonostante sia molto semplice, il modello di Winkler fornisce risultati in accordo con quelli degli elementi finiti (Nikolaou et al. 1995). Le diverse formulazioni consentono inoltre di introdurre effetti non lineari della risposta del palo e del terreno, degradazione, scorrimenti, smorzamento radiante, effetti della velocità di carico ed effetti di gruppo. L'input sismico richiesto è caratterizzato da uno o più accelerogrammi e fornisce due risultati: l'andamento dei momenti lungo il palo e l'alterazione del moto sismico alla testa del palo.

Fase critica di questo tipo di modellazione è quella che si riferisce alla determinazione dei parametri delle molle e degli smorzatori.

### **1.1.3- Metodi accoppiati con modellazione del continuo in 3D**

I metodi più avanzati prevedono un'analisi nel dominio del tempo o nel dominio delle frequenze. In queste analisi possono essere considerati effetti non lineari del comportamento del terreno, separazione dell'interfaccia palo-terreno, effetti di gruppo e, in alcuni casi, la parziale interazione.

## **1.2- Definizione dell'azione sismica**

Secondo le NTC2008, l'azione sismica è caratterizzata da tre componenti tra loro indipendenti, due orizzontali ed una verticale. Tali componenti possono essere rappresentate in funzione del tipo di analisi adottata da:

- accelerazione massima attesa in superficie, da utilizzarsi nel caso di analisi statica lineare;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta previsti in superficie, da utilizzarsi per l'analisi dinamica lineare e per valutare le richieste in un'analisi statica non lineare;
- accelerogrammi (time-history) da utilizzarsi nel caso di analisi dinamica lineare o non lineare.

L'azione sismica può infatti essere definita come input in tre diversi modi:

- sistema di forze equivalenti, assumendo che il primo modo di vibrare domini la risposta sismica ed applicando un sistema di forze statiche orizzontali.
- spettri di risposta, studiando la risposta della struttura in modo disaccoppiato. Attraverso il metodo dell'analisi modale, vengono definiti i modi di vibrare della struttura che contribuiscono in modo significativo al comportamento globale. Viene studiata separatamente l'azione sismica di ogni modo di vibrare attraverso lo spettro di progetto ed in fine si definisce l'effetto completo. La diversità di questo approccio è quella di tener in considerazione le caratteristiche dinamiche della struttura. Inoltre, lo studio nel dominio delle frequenze è più semplice di quello nel dominio dei tempi.
- analisi time-history, definendo gli accelerogrammi che agiscono alla base dell'opera. La risposta sismica è ottenuta integrando le equazioni del moto.

Il metodo basato sull'analisi time-history è utile per la valutazione della sicurezza sismica delle costruzioni.

L'analisi dinamica è comunemente impiegata per prevedere la risposta non-lineare di una struttura soggetta ad un carico sismico (è evidente che può essere modellata anche la risposta dinamica elastica-lineare se gli elementi utilizzati sono elastici e/o sono applicati bassi livelli di carico).

È possibile utilizzare, nell'analisi di risposta time-history, movimenti del suolo simulati o registrati poichè lo spettro di risposta di design non è l'unica forma di moto del terreno che può essere considerata. La modellazione dell'azione sismica si ottiene con l'introduzione di curve di carico in accelerazione (accelerogrammi) agli appoggi; si osserva che, ad ogni supporto, possono essere introdotte diverse curve, permettendo così la rappresentazione di un'eccitazione del suolo asincrona.

Nelle analisi time-history sia statiche che dinamiche, oltre che a carichi permanenti, le strutture sono soggette a carichi transienti, che possono consistere in variazioni di forze/spostamenti nel dominio dello pseudo-tempo (carichi statici time-history) o in variazioni di accelerazioni/forze nel dominio del tempo (carichi dinamici time-history). La distribuzione di carico, cioè il modo con cui i carichi variano nel tempo (o nello pseudo-tempo) è data dalla storia temporale (curva time-history).

La curva time-history, all'interno del programma utilizzato, può essere definita sia tramite l'inserimento diretto di coppie di valori tempo-carico, sia tramite la lettura di un file di testo, in formato ANSI, dove è definita la curva di carico. In entrambi i casi è disponibile una serie di coppie di valori che rappresentano l'accelerogramma del sisma considerato.

## 1.2.1 Accelerogrammi

L'accelerogramma di un sisma reale è la più accurata rappresentazione di un terremoto, perché essa contiene molte informazioni circa le proprietà del sisma e la natura delle onde che si propagano dall'epicentro alla stazione di registrazione.

Come si deduce dall' EC 8, parte 1 [§3.2.3 Eurocode 8] l'azione sismica per l'analisi dinamica non lineare può essere rappresentata attraverso storie temporali di accelerazione ed eventualmente di velocità e di spostamento.

L'accelerogramma, è adottato nell'integrazione numerica delle equazioni differenziali del moto al fine di ottenere la risposta strutturale. Ovviamente, se è richiesto un modello spaziale, l'azione sismica deve consistere nell'azione simultanea di due o tre accelerogrammi: due orizzontali ed eventualmente uno verticale.

In accordo con l'attuale normativa, sette accelerogrammi artificiali o registrati, caratterizzati da uno spettro di risposta medio corrispondente a quello suggerito dal codice, possono essere utilizzati per rappresentare l'azione sismica. Gli effetti devono poi essere valutati mediando i risultati ottenuti dalle sette analisi.

A seconda della natura dell'applicazione e delle informazioni effettivamente disponibili, quindi, la descrizione del moto sismico può essere ottenuta usando una delle tre seguenti categorie di accelerogrammi:

1. registrazioni artificiali, compatibili con lo spettro di progetto,
2. registrazioni sintetiche ottenute da modelli sismologici,
3. registrazioni di reali accelerogrammi.

La tendenza attuale è quella di preferire accelerogrammi naturali, ovvero registrazione di eventi sismici passati, agli accelerogrammi generati artificialmente (Artificiali) e a quelli ricavati da complessi modelli di sorgente e propagazione delle onde sismiche (Simulati).

Gli accelerogrammi registrati devono essere scelti in modo da essere rappresentativi della sismicità del sito in base alle condizioni del sito di registrazione, alla magnitudo, alla distanza dalla sorgente e alla massima accelerazione orizzontale attesa al sito.

L' EC8 sottolinea che gli accelerogrammi artificiali per essere utilizzati nell'analisi devono soddisfare i seguenti requisiti [§3.2.3.1 Eurocode 8]:

- devono essere adoperati un minimo di tre accelerogrammi;
- la media delle Peak Ground Acceleration (PGA) (calcolate dalle time-histories selezionate) non deve essere inferiore al valore  $a_g S$  del sito in esame;
- detto  $T_I$  il periodo fondamentale della struttura nella direzione di applicazione dell'accelerogramma, nell'intervallo  $0,2 T_I$  e  $2T_I$  la media delle ordinate spettrali elastiche (considerando un smorzamento del 5%) del set di accelerogrammi scelto non deve essere inferiore al 90% dello spettro di riferimento, definito "target".



Gli accelerogrammi artificiali, sono quindi registrazioni di eventi realmente accaduti modificati in modo da avere uno spettro di risposta praticamente coincidente, entro una certa tolleranza, con uno spettro “target”, attraverso manipolazione nel dominio delle frequenze.

In realtà, se la risposta è ottenuta da almeno 7 accelerogrammi in accordo con i criteri di selezione, è possibile utilizzare in fase di verifica la risposta media ottenuta dalle registrazioni, ovvero è consentito di considerare sulla struttura gli effetti medi anziché quelli massimi. Tale prescrizione è ripresa anche nelle NTC.

Per quanto riguarda la durata degli accelerogrammi artificiali, essa è stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di  $a_g$  (accelerazione massima) e di  $S_s$  (coefficiente di amplificazione stratigrafica). In assenza di studi specifici, la durata complessiva dell'accelerogramma non deve essere inferiore a 25 s.

Dopo che le registrazioni sono state selezionate, bisogna assicurarsi che queste siano conformi allo spettro di riferimento. Bomber ed Acevedo (2004) hanno proposto criteri di selezione e di manipolazione dei segnali adatti allo scopo.

Gli accelerogrammi devono quindi soddisfare un criterio di compatibilità con lo spettro di riferimento del sito, ottenuto da specifiche analisi di pericolosità sismica (con metodo probabilistico o deterministico) o, in alternativa, imposto dalla normativa.

Questa condizione definisce i cosiddetti terremoti spettro-compatibili.

L'Eurocode 8, su cui si basa la normativa di riferimento italiana (NTC2008), non indica, però, con precisione l'esatta procedura di scelta dei segnali, ovvero i criteri per valutare la compatibilità dei singoli accelerogrammi selezionati con lo spettro target e per stabilire gli eventuali fattori di scala da applicare.

Poiché lo spettro di risposta delle accelerazioni è definito nella superficie rocciosa affiorante (cioè dove viene registrato), non è sufficiente introdurre i valori dell'accelerogramma compatibile con il sito scelto. I valori delle accelerazioni alle varie profondità devono essere ricavati tenendo conto che l'accelerogramma registrato in superficie ha subito delle variazioni durante l'attraversamento dei vari strati. Nel caso di analisi di una fondazione profonda, è necessario conoscere la *time-history* ad ogni profondità in cui è presente una molla di schematizzazione del terreno.

Il modo in cui variano gli accelerogrammi al variare della profondità dipende dal tipo di terreno e in particolare bisogna tener in considerazione il decadimento del modulo di taglio e il rapporto di smorzamento.

I moduli di taglio ed i rapporti di smorzamento dipendono dal livello di deformazione subita dal terreno e quindi dallo sforzo di taglio che la genera. L'andamento generico di queste grandezze è evidenziato in figura 1.3 e verrà trattato in modo più preciso nel paragrafo seguente.

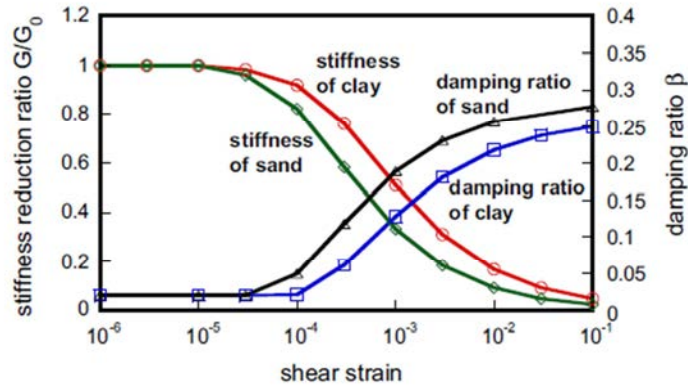


fig.1. 3

Il sisma viene simulato applicando un accelerogramma diverso per ogni metro di profondità in cui è stato discretizzato il palo. L'accelerazione viene applicata nell'elemento link che simula il terreno, in modo particolare nel nodo fisso che rappresenta uno dei due estremi della molla.

I nodi, su cui sono vincolate le molle che riproducono il comportamento del suolo, subiscono le accelerazioni e le trasmettono al palo.

Per la progettazione di edifici e di altre strutture fuori terra, l'EN 1998 definisce l'azione sismica attraverso lo *spettro di risposta elastico*. Esso è un diagramma le cui ordinate corrispondono alla massima ampiezza di uno dei parametri di risposta in funzione del periodo proprio e dello smorzamento relativo di un sistema di oscillatori elementari ad 1 grado di libertà. Ogni oscillatore ha un comportamento elastico-lineare di diverso periodo. Esso è, dunque, la rappresentazione oggettiva e sintetica delle principali caratteristiche di un terremoto o, meglio, dei possibili terremoti che si possono verificare in un dato sito, e non è legato allo specifico tipo di struttura ed al suo particolare comportamento durante un sisma.

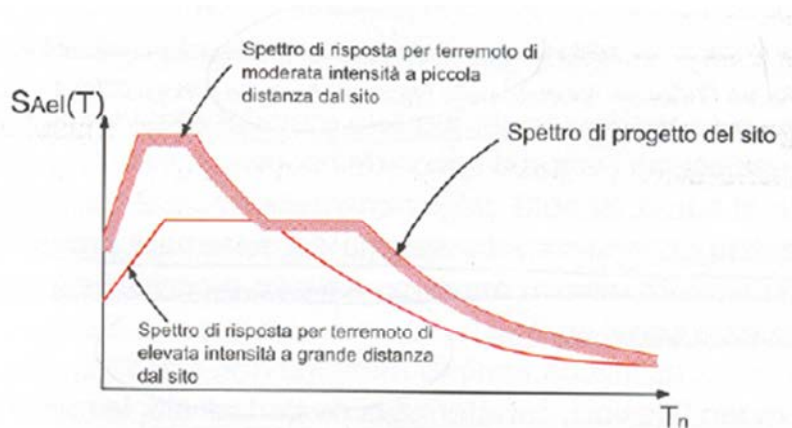
In genere il parametro della risposta considerato è l'accelerazione e ad essa sono legate le forze agenti sulla massa del sistema. Per una certa eccitazione sismica, lo spettro di risposta elastico dell'accelerazione riassume quindi il comportamento in termini di massima accelerazione di tutti i sistemi elastici ad 1 GDL con periodo variabile fra 0 ed  $\infty$  e smorzamento relativo fissato. Lo spettro varia di forma in funzione del sottosuolo su cui è fondata l'opera e si modifica in ampiezza in funzione della massima accelerazione  $a_{gR}$  attesa sull'affioramento rigido, del coefficiente di importanza dell'opera, del fattore  $S$  legato al tipo di sottosuolo e di eventuali amplificazioni topografiche.

La forma di uno spettro di normativa non può essere, ovviamente, quella relativa ad un singolo evento sismico. La forma spettrale di normativa viene definita, quindi, mediante studi di tipo probabilistico, facendo riferimento all'insieme degli eventi che possono verificarsi in una certa zona e dando una forma funzionale in funzione di pochi parametri caratteristici della pericolosità

al sito. Così sono stati definiti gli spettri di risposta per moltissime registrazioni di accelerazioni sismiche. I risultati di tali studi, ottenuti applicando opportune procedure statistiche, sono stati utilizzati per creare gli spettri di risposta elastici di normativa, ovvero spettri di risposta ricavati mediando i valori dei corrispondenti spettri di risposta ottenuti da diversi accelerogrammi.

Nell'ambito delle varie rappresentazioni dell'azione sismica, viene definito lo *spettro di progetto* per le analisi elastiche delle strutture. Esso è la sintetizzazione degli effetti di molteplici eventi attesi e assume il significato di prescrizione progettuale relativa al livello di forze d'inerzia per cui effettuare la verifica sismica di una struttura elastica ad 1GDL in funzione della sismicità locale (assegnata attraverso l'accelerazione orizzontale massima al suolo  $a_g$ ) e delle caratteristiche meccaniche della struttura (assegnata attraverso il periodo proprio  $T$  e lo smorzamento). Considerata la capacità dei sistemi strutturali di resistere alle azioni sismiche nel campo non lineare, si considera uno spettro di progetto ridotto rispetto a quello elastico. Esso si ottiene introducendo nelle accelerazioni spettrali un fattore riduttivo  $q$  che tiene conto della capacità del sistema di dissipare energia.

Nelle moderne normative, lo spettro elastico di progetto deriva dall'involuppo di due diversi spettri di progetto elastici, uno relativo ad eventi di intensità moderata o media registrati nei pressi del sito, l'altro relativo ad eventi registrati a grande distanza dal sito. Per periodi corti la risposta è governata dai terremoti prossimi al sito mentre per periodi lunghi è governata da terremoti a grande distanza.



Gli Eurocodici prevedono, per qualunque fondazione in zona sismica, il soddisfacimento dei requisiti seguenti:

- le forze derivanti dalla sovrastruttura devono essere trasferite al terreno senza significative deformazioni permanenti;
- le deformazioni indotte dal moto sismico devono essere compatibili con la funzionalità della struttura in elevazione.

Per terreni di tipo C o D, l'EN 1998-5 fornisce dei valori di riduzione del modulo di taglio e della velocità delle onde di taglio, tenendo conto della dipendenza di queste proprietà del terreno, indicata in precedenza, dal livello di deformazione.

$a_g \cdot S$	smorzamento	$\frac{v_s}{v_{s,max}}$	$\frac{G}{G_{max}}$
0.10	0.03	0.90(±0.07)	0.80(±0.10)
0.20	0.06	0.70(±0.15)	0.50(±0.20)
0.30	0.10	0.60(±0.15)	0.36(±0.20)

$v_{s,max}$  è il valor medio della velocità delle onde di taglio a piccole deformazioni ( $<10^{-5}$ )  
 $G_{max}$  è il valor medio del modulo di taglio a piccole deformazioni.

### 1.2.1.1 Accelerogramma considerato

Per eseguire un confronto tra diverse stratigrafie si è scelto di applicare un solo evento sismico, che è quello Irpino.

L'inserimento all'interno del programma di calcolo viene fatto singolarmente per ogni molla che discretizza l'effetto del terreno laterale.

Ad una profondità di 8 metri l'accelerazione sismica è definita in figura 1.4.

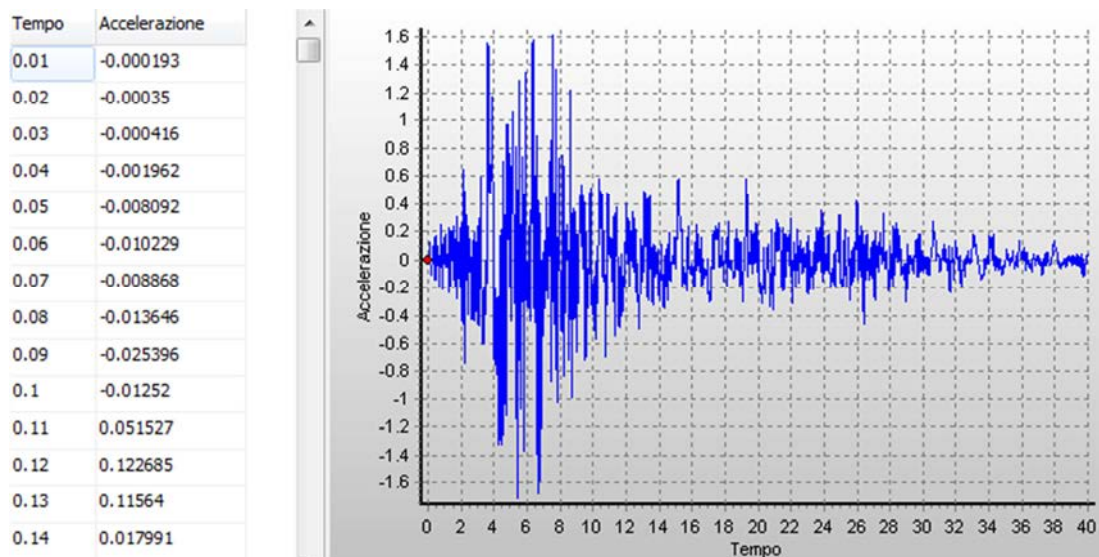


fig.1. 4

### 1.3- Andamento del modulo di taglio e del rapporto di smorzamento

L'analisi della risposta sismica del terreno richiede come parametri di input la rigidezza e lo smorzamento del terreno per ogni strato di suolo del sito che si vuole valutare.

Le caratteristiche necessarie per evidenziare il comportamento dinamico sono definite dal valore del modulo di taglio a piccole deformazioni, dalla relazione fra il modulo di taglio secante e l'ampiezza della deformazione tagliante  $\gamma_c$ , dalla curva che mette in relazione il rapporto di smorzamento con  $\gamma_c$  e dal degrado della rigidezza  $G$  dopo i cicli di carico.

La rigidezza del terreno è rappresentata attraverso il modulo di taglio o attraverso la velocità delle onde di taglio. Quando il suolo si trova in condizioni di piccole deformazioni, il modulo, detto  $G_{max}$ , è direttamente correlato alla velocità delle onde di taglio:

$$G_{max} = \rho V_s^2$$

Dove  $\rho$  è la densità di massa del suolo. In particolare, elementi caratterizzati da una buona rigidezza presentano valori elevati della  $V_s$ .

La relazione che lega  $G$  e  $G_{max}$  alla tensione di taglio  $\tau$  e alla deformazione  $\gamma$  è definita in figura 1.5 dove è definito l'anello del primo ciclo di isteresi ideale. Esso è detto ideale poiché è stato trascurato il degrado della rigidezza durante il primo ciclo di carico e la curva risulta essere perfettamente simmetrica.

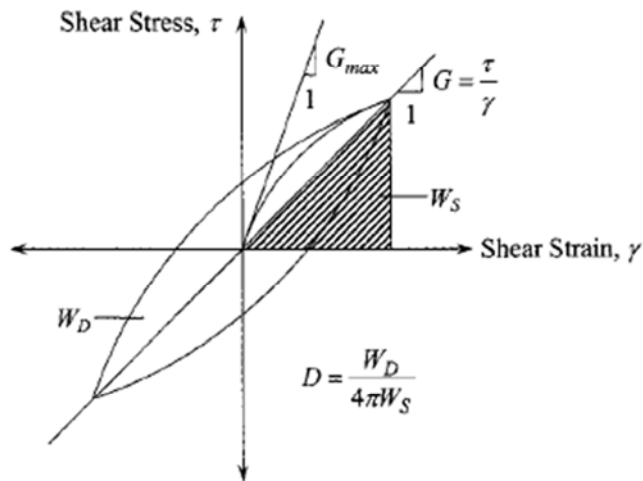


fig.1. 5: Anello di isteresi di un ciclo di carico

Il modulo di taglio secante è definito come  $G = \tau_c / \gamma_c$  dove  $\tau_c$  è la tensione di taglio che corrisponde alla deformazione angolare  $\gamma_c$ . L'area contenuta all'interno dell'anello di isteresi rappresenta l'energia di dissipazione in un ciclo di carico e viene utilizzata per definire il rapporto equivalente di smorzamento del materiale,  $\lambda$  (indicato anche con  $D$ ).

I meccanismi che contribuiscono allo smorzamento del materiale sono l'attrito fra le particelle del suolo, l'effetto della velocità di deformazione e il comportamento non-lineare del suolo. Il rapporto di smorzamento isteretico può essere calcolato come segue:

$$D = W_D / (4\pi W_S)$$

$W_D$  è l'energia dissipata ad ogni ciclo, rappresentata dall'area dell'anello.  $W_S$  è la massima energia di deformazione richiesta durante il ciclo, rappresentata dall'area del triangolo.

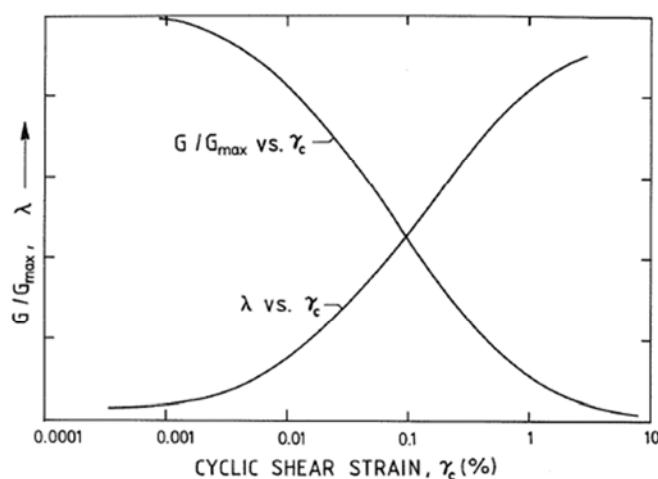
A partire dalle deformazioni moderate, fino a quelle più elevate, il modulo di taglio secante è usato per rappresentare la rigidezza media del suolo. Ad alte deformazioni, la non-linearità della relazione tensione-deformazione, porta ad un aumento del rapporto di smorzamento al crescere di  $\gamma$ .

La determinazione di  $G$  e  $D$  per l'analisi della risposta sismica del suolo prevede la stima o la misurazione dei due parametri in laboratorio o, in alternativa, la stima o la misurazione di  $V_s$  in sito. A causa del costo delle misurazioni dirette di  $G$  e  $D$ , questo procedimento è quasi sempre escluso e utilizzato solamente in progetti di particolare importanza.

Risulta utile considerare il valore del modulo normalizzato, dividendolo per  $G_{max}$ .

Sia  $G$  che  $D$  (o  $\lambda$ ) dipendono dall'ampiezza delle deformazioni ed è possibile definire il loro andamento in funzione di  $\gamma$  attraverso delle curve che presentano un particolare andamento, visibile in figura 1.6.

La curva che traccia l'andamento di  $G/G_{max}$  al variare della deformazione è la curva di riduzione del modulo normalizzato.



**fig.1. 6:** Variazione dei parametri ciclici con la deformazione ciclica di taglio

Diversi studi sono stati effettuati per correlare l'indice plastico (PI) del terreno con il decadimento del modulo  $G$  normalizzato (per esempio da Dobry e Vucetic, 1987). Lo scopo di mettere in relazione questi due parametri deriva dal fatto che il PI è comunemente indicato come

caratteristica del suolo nella maggior parte delle investigazioni geotecniche. Risulterebbe quindi utile per la caratterizzazione ciclica e per la microzonazione sismica. Sono riportati i risultati di un grande numero di studi effettuati, riassunti da Dobry e Vucetic, che evidenziano come variano  $G$ ,  $G/G_{max}$  ed il rapporto di smorzamento  $\lambda$ .

Increasing factor (1)	$G_{max}$ (2)	$G/G_{max}$ (3)	$\lambda$ (4)
Confining pressure, $\bar{\sigma}_0$ (or $\bar{\sigma}_{vc}$ )	Increases with $\bar{\sigma}_0$	Stays constant or increases with $\bar{\sigma}_0$	Stays constant or decreases with $\bar{\sigma}_0$
Void ratio, $e$	Decreases with $e$	Increases with $e$	Decreases with $e$
Geologic age, $t_g$	Increases with $t_g$	May increase with $t_g$	Decreases with $t_g$
Cementation, $c$	Increases with $c$	May increase with $c$	May decrease with $c$
Overconsolidation, OCR	Increases with OCR	Not affected	Not affected
Plasticity index, PI	Increases with PI if OCR > 1; Stays about constant if OCR = 1	Increases with PI	Decreases with PI
Cyclic strain, $\gamma_c$	—	Decreases with $\gamma_c$	Increases with $\gamma_c$
Strain rate, $\dot{\gamma}$ (frequency of cyclic loading)	Increases with $\dot{\gamma}$	$G$ increases with $\dot{\gamma}$ ; $G/G_{max}$ probably not affected if $G$ and $G_{max}$ are measured at same $\dot{\gamma}$	Stays constant or may increase with $\dot{\gamma}$
Number of loading cycles, $N$	Decreases after $N$ cycles of large $\gamma_c$ but recovers later with time	Decreases after $N$ cycles of large $\gamma_c$ ( $G_{max}$ measured before $N$ cycles)	Not significant for moderate $\gamma_c$ and $N$

Alcuni studi più recenti sono stati sviluppati a partire dalle trattazioni di Andrus et al. (2003) e Zhang (2004). Attraverso l'analisi statistica di una serie di dati ricavati da test di laboratorio esistenti, è stato definito l'andamento della variazione di  $G/G_{max}$  e  $D$  con  $\gamma$  per suoli argillosi e sabbiosi di North Carolina e South Carolina, appartenenti a tre diversi gruppi di età geologica. I risultati possono però essere applicati ad altre aree del mondo con condizioni simili del suolo.

Molti studi sono stati condotti per caratterizzare i fattori che influenzano i due parametri ( per esempio Vucetic e Dobry 1991, Roblee e Chiou 2004, Stokoe et al. 2004).

I fattori più importanti che condizionano  $G/G_{max}$  sono:  $\gamma$ , la tensione effettiva di confinamento media ( $\sigma'_m$ ), il tipo di suolo e l'indice plastico (PI). Altri fattori, che sembrano essere meno importanti, sono: frequenza di carico, numero di cicli di carico, grado di sovraconsolidazione, indice dei vuoti, grado di saturazione e caratteristiche della granulometria.

In generale la curva  $G/G_{max}$  degrada più lentamente con  $\gamma$  tanto più sono elevati  $\sigma'_m$  e PI. Iwasaki et al. (1978) e Kokusho et al. (1982) hanno scoperto che i suoli con PI basso sono più influenzati da  $\sigma'_m$  rispetto a quelli che hanno un elevato PI. Altri studi (Stokoe et al. 1995) mostrano che  $G/G_{max}$  decresce meno se il confinamento è maggiore ( $\sigma'_m$  più elevato).

I fattori più importanti che influenzano  $D$  sono:  $\gamma$ ,  $\sigma'_m$ , tipo di suolo, PI, frequenza di carico e numero di cicli di carico.

Al crescere di  $\sigma'_m$ ,  $D$  tende a decrescere per tutte le ampiezze di deformazione. L'effetto che ha l'indice plastico su  $D$  è invece più complesso. L'EPRI (1993), Stokoe et al. (1994) e Vucetic et al. (1998) trovano che il valore di  $D_{min}$  cresce al crescere del PI, mentre, ad alti livelli di deformazione,  $D$  decresce al crescere di PI.

I dati sperimentali che sono stati usati per definire l'andamento di  $G/G_{max}$  e  $D$ , derivano dai test della colonna risonante (RC) e del taglio torsionale (TS).

### 1.3.1- Decadimento del modulo di taglio

Modelli iperbolici sono stati ampiamente utilizzati per descrivere il comportamento non-lineare del suolo sottoposto a carichi ciclici (Hardin e Drnevich 1972, Pyke 1993, Stokoe et al. 1999).

Il modello iperbolico utilizzato da Hardin e Drnevich (1972) assume che la curva tensione-deformazione del suolo possa essere rappresentata da un'iperbole con asintoto che tende al massimo valore della tensione di taglio ( $\tau_{max}$ ). Una limitazione del modello è quella di adattarsi poco ai dati dei test poiché considera solo una variabile della curva di adattamento. Miglioramenti dell'adattamento possono essere ottenuti usando modelli iperbolici modificati, come quello proposto da Stokoe et al. (1990):

$$G/G_{max} = \frac{1}{[1 + (\gamma/\gamma_r)^\alpha]}$$

Dove  $\gamma_r$  è la deformazione di riferimento e  $\alpha$  è la seconda variabile di adattamento della curva, chiamata parametro di curvatura. La variabile  $\gamma_r$  è la deformazione a taglio che si ha quando  $G/G_{max}=0,5$ .

La formulazione precedente viene utilizzata, in questa tesi, per definire l'andamento di  $G/G_{max}$  e caratterizzare il comportamento dei diversi tipi di materiale messi a confronto.

I valori di  $\gamma$  e di  $\alpha$ , per ottenere il miglior adattamento dei dati, sono stati ottenuti tramite regressione multipla. La dipendenza della variabile  $\gamma_r$  da  $\sigma'_m$  è tenuta in considerazione attraverso la relazione (Stokoe et al. 1995):

$$\gamma_r = \gamma_{r1}(\sigma'_m/P_a)^k$$

Dove  $\gamma_{r1}$  è una deformazione di riferimento alla tensione effettiva media di confinamento di 100 kPa,  $P_a$  è la tensione di riferimento pari a 100 kPa e  $k$  è un esponente di correzione della tensione.

La tensione di confinamento effettiva media è calcolata come:



$$\sigma'_m = (\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3 = \sigma'_v(1 + 2K_0')/3$$

Dove  $\sigma'_v$  è la tensione effettiva verticale,  $\sigma'_h$  è la tensione effettiva orizzontale e  $K_0'$  è il coefficiente di spinta a riposo del terreno, dato dal rapporto fra  $\sigma'_h$  e  $\sigma'_v$ .

Il valore dell'esponente  $k$  è stato ricavato attraverso la regressione, separando i valori secondo l'età geologica e al variare di PI. L'andamento della curva di miglior adattamento ai dati, a prescindere dall'età geologica, mostra un andamento decrescente al crescere di PI.

Anche per il parametro  $\gamma_{r1}$  sono stati trovati dei valori a seconda dell'origine del suolo e sono stati valutati gli effetti che su di esso hanno il contenuto d'acqua, il grado di saturazione e il coefficiente di uniformità. Non vi è però un'influenza completa da parte di questi fattori e solamente PI viene incluso nell'equazione di  $\gamma_{r1}$ .

### 1.3.2- Rapporto di smorzamento

Un modo per definire l'andamento di  $D$  è quello di metterlo in relazione con  $G/G_{max}$ . Il vantaggio di questo procedimento è che si può dedurre  $D$  a partire dall'andamento  $G/G_{max}$ , più facile da definire. Molte ricerche sono state effettuate per comparare questi due parametri utilizzando delle espressioni polinomiali. Nessuno dei modelli studiati ha però evidenziato la complessa relazione fra PI e  $D$ .

L'equazione generale utilizzata è:

$$D = f(G/G_{max}) + D_{min}$$

A partire dai dati del test di taglio torsionale, è stata individuata una relazione lineare che consente di calcolare:

$$D_{min1} = a(PI) + b$$

I parametri  $a$  e  $b$ , che consentono di adattare la semiretta ai risultati del test, sono rispettivamente 0.008 e 0.82.

Dato che  $D_{min1}$  è valutato ad una  $\sigma'_m$  di 100 kPa, come visto per  $\gamma_r$ , si applica una correzione con lo stesso significato del parametro  $k$  (da Stokoe et al. 1995) che tiene conto del valore effettivo di  $\sigma'_m$ :

$$D_{min} = D_{min1}(\sigma'_m/P_a)^{-k/2}$$

La curva che meglio approssima i dati del test TS, è espressa come:

$$D - D_{min} = f(G/G_{max}) = 10,6(G/G_{max})^2 - 31,6(G/G_{max}) + 21,0$$

I parametri che vengono utilizzati per il calcolo delle curve di decadimento e per il rapporto di smorzamento, sono riassunti di seguito e si riferiscono a  $\sigma'_m$  pari a 100 kPa:

Geologic age	Number of specimens	Variable	Plasticity index, (PI)					
			0	15	30	50	100	150
Quaternary	8	$\alpha$	0.83	0.87	0.90	0.94	1.04	1.15 <sup>a</sup>
		$k$	0.316	0.255	0.207	0.156	0.077	0.038 <sup>a</sup>
		$\gamma_{r1}$ (%)	0.075	0.092	0.108	0.130	0.186	0.241 <sup>a</sup>
		$D_{min1}$	0.82	0.94	1.06	1.23	1.63	2.04 <sup>a</sup>
Tertiary and older	66	$\alpha$	1.03	1.04	1.05	1.07	1.11 <sup>a</sup>	— <sup>c</sup>
		$k$	0.316	0.268	0.227	0.182	0.105 <sup>a</sup>	—
		$\gamma_{r1}$ (%)	0.031	0.037	0.043	0.051	0.072 <sup>a</sup>	—
		$D_{min1}$	0.82	0.94	1.06	1.23	1.63 <sup>a</sup>	—
Residual/saprolite soil	48	$\alpha$	0.79	0.86	0.92	1.01 <sup>a</sup>	—	—
		$k$	0.420	0.212	0.107	0.043 <sup>a</sup>	—	—
		$\gamma_{r1}$ (%)	0.039	0.053	0.067	0.086 <sup>a</sup>	—	—
		$D_{min1}$	0.82 <sup>b</sup>	0.94 <sup>b</sup>	1.06 <sup>b</sup>	1.23 <sup>b</sup>	—	—

<sup>a</sup>Tentative value; extrapolated from the range of available test data.

<sup>b</sup>Tentative value; no small-strain torsional shear damping measurements available.

<sup>c</sup>Little or no data available.

## 2- Modellazione del palo tramite elementi inelastici

I pali devono essere progettati per rimanere in campo elastico anche se, in particolari condizioni, può essere consentita la formazione di zone plasticizzate.

Il moto sismico proveniente dal substrato rigido percorre i vari strati del terreno e pone in vibrazione il sistema globale (terreno, fondazione, sovrastruttura) in modo più complesso rispetto a quanto accadrebbe in assenza di strutture nel terreno.

Il terreno soggetto all'azione sismica, infatti, si muove e forza i pali e la struttura di fondazione interrata a muoversi, incontrando a sua volta una resistenza data da questi elementi al suo interno.

Anche in assenza di struttura in elevazione il moto della fondazione sarebbe diverso dal moto di free-field a causa delle diverse rigidzze del terreno e dei pali.

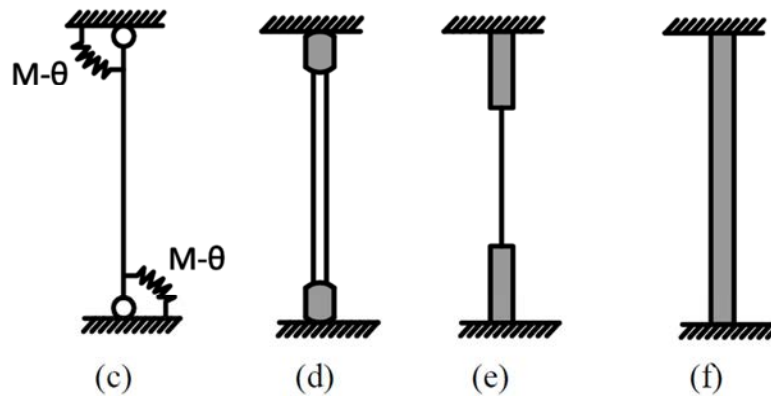
L'azione dinamica sul palo produce una certa distribuzione di momento flettente, che può raggiungere il valore del momento di snervamento. In queste condizioni non si ha più un comportamento lineare del materiale.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dei pali sono i cosiddetti elementi *frame*.

Nelle analisi numeriche di una determinata struttura definita con elementi frame, per tener conto delle non-linearità del materiale vengono usati due tipi di approcci: quello a plasticità distribuita e quello a plasticità concentrata. La differenza fondamentale tra i due modelli è costituita dal diverso approccio allo studio della formazione delle inelasticità in una struttura come avviene nel caso di azioni sismiche di elevata intensità.

I modelli tridimensionali che si possono sviluppare nel programma di calcolo e che fanno riferimento a diverse formulazioni sono:

1. Elemento elastico accoppiato a due molle non lineari;
2. Elementi con cerniera plastica;
3. Elementi elastici accoppiati con due elementi a plasticità distribuita;
4. Elementi a plasticità distribuita.



## 2.1- Plasticità concentrata

L'approccio a plasticità concentrata è stato sviluppato prima rispetto a quello a plasticità distribuita, in corrispondenza dello sviluppo delle prime applicazioni numeriche in ambito di ingegneria sismica.

I modelli a plasticità concentrata concentrano tutte le risorse inelastiche nelle cosiddette “cerniere plastiche” (*plastic hinge regions*), all'interno di una lunghezza dell'elemento prefissata, come proposto da Scott and Fenves (2006).

L'elemento finito può essere considerato elastico-lineare ma alle sue estremità (o dove necessario) vengono introdotte delle zone a comportamento genericamente non-lineare (molle inelastiche). Questo tipo di modellazione risulta dalla constatazione che di solito i momenti flettenti sotto l'azione di combinazioni sismiche e sotto l'azione di carichi di esercizio sono più gravosi alle estremità del singolo elemento quando esso è un elemento verticale (non è sempre vero per gli elementi trave).

Gli elementi così definiti vengono collocati nei punti dove il momento sul palo risulta massimo e si possono formare delle cerniere plastiche a causa del raggiungimento del momento di plasticizzazione. Ciò accade alla testa del palo e nel punto in cui si ha il cambio di stratigrafia. Tali punti sono desunti da una preliminare analisi con elementi a plasticità distribuita o ipotizzabili in base all'esperienza. A differenza del modello “a fibre” il progettista deve quindi indicare una lunghezza proporzionale all'elemento, all'interno della quale si potrebbe sviluppare l'inelasticità.

Gli elementi che si trovano al di fuori delle zone soggette al massimo sforzo flessionale vengono invece modellati come elastici. L'elemento frame elastico è il seguente: *elfrm*. Si tratta di un elemento trave-colonna elastico che possiede parametri che possono essere definiti dall'utente, oppure fare riferimento ad una sezione già definita.

Questo tipo di approccio è computazionalmente meno dispendioso rispetto all'approccio "a fibre" che viene descritto in seguito, di contro si ha una minore accuratezza nella previsione della risposta non-lineare della struttura. Un'ulteriore limitazione riguarda il fatto che, dato che il comportamento inelastico è confinato all'interno di molle non lineari, la propagazione del danno a causa dell'incrudimento non può essere riprodotta. Inoltre il progettista deve, a priori, assumere e definire il particolare modello di isteresi che seguirà la cerniera plastica.

Siccome viene definito un legame fra momento e curvatura, è necessario assegnare una lunghezza a questa cerniera, sulla quale si sviluppa la curvatura plastica; supposto che quest'ultima sia costante per tutta l'estensione della cerniera, la rotazione plastica è data dal prodotto della curvatura per la lunghezza, che può essere presa pari a metà dell'altezza della sezione, secondo Paulay, Priestley, (1992).

Per caratterizzare l'elemento frame a plasticità concentrata c'è bisogno di definire la lunghezza della cerniera plastica.

I vantaggi di questa formulazione sono non solo un tempo di analisi ridotto (dal momento che l'integrazione delle fibre avviene solo per le due sezioni di estremità dell'elemento), ma anche un pieno controllo/calibrazione della lunghezza di cerniera plastica (o di diffusione dell'inelasticità), che permette il superamento di problemi di localizzazione.

Un modo per stimare la lunghezza della cerniera plastica è quello di utilizzare l'espressione empirica proposta da Paulay e Priestley ed analizzata poi da Scott e Fenves:

$$l_p = 0,08L + 0,022f_y d_b$$

Dove:

$L$  è la lunghezza del palo

$f_y$  è la tensione di snervamento

$d_b$  è il diametro delle barre longitudinali

Alternativamente, secondo la formulazione proposta da COLEMAN e SPACONE [2001], la lunghezza della cerniera plastica può essere determinata a partire dalle proprietà del calcestruzzo:

$$l_p = \frac{G_f^c}{0,6 f'_c \left( \varepsilon_{20} - \varepsilon_c + \frac{0,8 f'_c}{E_c} \right)}$$

Dove:

$G_f^c$  è l'energia di frattura in compressione data dalla tensione del cls moltiplicata per lo spostamento inelastico:

$$G_f^c = \int \sigma du_i$$

I modelli a plasticità concentrata, oltre ad essere meno onerosi computazionalmente, consentono di considerare aspetti quali il degrado della rigidità a flessione e taglio e le estremità fissate per simulare l'estrazione delle barre.

La plasticità concentrata indica la “localizzazione” del danno in determinati punti dell'elemento. Questo termine è usato per indicare che la curva discendente sforzo-deformazione diventa dipendente dalla dimensione del provino (o dell'elemento) e non solamente dal materiale.

Un campione di calcestruzzo può collassare a causa di un meccanismo locale dovuto ad una concentrazione di sforzi in una regione limitata del corpo. Quando esso, sottoposto ad un certo sforzo, comincia a deformarsi, allungandosi nel caso di trazione, la risposta globale post-picco cambia e il provino arriva a rottura più rapidamente.

La concentrazione degli sforzi è quindi limitata all'interno di una zona di danno del provino che è proporzionale all'area compressa.

## **2.2- Plasticità distribuita**

Un modo per modellare un intero elemento trave-colonna come un elemento inelastico è quello di definire l'inelasticità a livello della sezione. L'elemento viene modellato con una serie di sezioni di controllo o sezioni di integrazione, il cui comportamento non-lineare viene integrato per ottenere l'inelasticità globale dell'elemento *frame*. La non-linearità viene introdotta mediante legami costitutivi non lineari a livello di sezione che possono essere espressi in termini di caratteristiche della sollecitazione (N,M,V) e deformazioni generalizzate ( $\epsilon, \chi, \gamma$ ) in accordo alla teoria classica della plasticità, ovvero derivati esplicitamente secondo una modellazione a fibre della sezione.

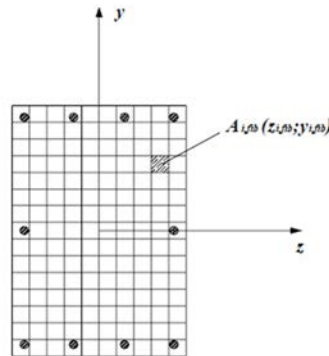
Un vantaggio di questo approccio è che non è richiesta la determinazione di una lunghezza all'interno della quale si potrebbe sviluppare l'inelasticità dell'elemento poiché tutte le sezioni di controllo possono essere integrate in questo tipo di campo di risposta. Inoltre in questi elementi le deformazioni plastiche possono diffondersi all'interno dell'elemento stesso.

Un metodo per evidenziare in modo più preciso la risposta delle singole sezioni è quello di discretizzare l'elemento in domini molto più piccoli. L'approccio a plasticità distribuita, infatti, prevede una suddivisione a fibre o elementi *frame* che si estendono per tutta la lunghezza dell'elemento finito seguendo il comportamento inelastico di un materiale uniassiale. Lo stato tenso-deformativo degli elementi è ottenuto con l'integrazione della risposta non-lineare monoassiale delle singole fibre.

La suddivisione in un numero elevato di fibre consente di modellare adeguatamente la distribuzione delle non-linearità meccaniche dovute ai materiali sulla superficie della sezione.

Questo avviene anche in campo fortemente inelastico a differenza del modello a plasticità concentrata.

Ogni fibra può assumere caratteristiche meccanico-reologiche differenti a seconda del materiale e della posizione della fibra stessa all'interno della sezione (come ad esempio il calcestruzzo all'interno dell'armatura, confinato o quello che costituisce il copriferro, non-confinato).



Ogni elemento viene suddiviso in un numero finito di conci. Per ciascun concio si definisce una sezione di controllo che si assume essere rappresentativa del comportamento inelastico delle altre sezioni del concio, nella quale verrà valutata la risposta tramite integrazione numerica.

Il modello a fibre, pur richiedendo costi computazionali maggiori rispetto ad un modello a plasticità concentrata, assicura previsioni con un grado di precisione molto maggiore e non è necessaria nessuna calibrazione a priori della legge isteretica momento-curvatura. Rimane da sottolineare il fatto che, d'altro canto, l'utilizzo di una legge sforzo-deformazione richiede la conoscenza di alcuni parametri di input non facilmente determinabili.

Esistono due diverse formulazioni della modellazione degli elementi a fibre: una basata sulle rigidità ed una basata sulla flessibilità. Di seguito vengono ripresi i concetti della meccanica dei corpi rigidi in campo lineare-elastico, all'interno della quale vengono distinti i medesimi approcci.

### 2.2.1- Richiami di meccanica delle strutture

Dal punto di vista meccanico, ogni modello strutturale è caratterizzato in modo completo una volta definite le relazioni di equilibrio (tra forze esterne e sollecitazioni interne), di congruenza cinematica (tra spostamenti e deformazioni) e di legge costitutiva (che caratterizza il comportamento meccanico del materiale costituente la struttura).

Come anticipato, le diverse formulazioni che consentono di risolvere il sistema di equazioni sono riconducibili a due ben precise metodologie di analisi che permettono di ottenere la soluzione del problema:

- il *metodo degli spostamenti* (o delle rigidezze), dove le incognite del problema sono gli spostamenti dei nodi della struttura.
- il *metodo delle forze* (o delle flessibilità), dove le incognite del problema sono componenti statiche (le reazioni iperstatiche);

Per evidenziare le caratteristiche che stanno alla base dell'uno e dell'altro metodo è possibile considerare il caso di materiale a comportamento elastico-lineare. Le equazioni a disposizione per individuare le 15 incognite del problema (6 componenti del tensore delle tensioni, 6 componenti del tensore di deformazione e 3 componenti del vettore spostamento) sono le seguenti:

- le *3 equazioni indefinite di equilibrio*:  
ricavate imponendo l'equilibrio alla traslazione di una qualsiasi porzione di volume del corpo rigido studiato a cui sono applicate forze di volume:

$$[\partial]^T [\sigma] + [F] = 0 \quad [2.1]$$

Dove:

$[\sigma]$  è un vettore colonna che rappresenta il tensore delle tensioni:

$$[\sigma]^T = [\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{zy}]$$

$[F]$  è un vettore che rappresenta le forze di volume

$[\partial]$  è l'operatore differenziale

$$[\partial]^T = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 & 0 & \partial/\partial y & \partial/\partial z & 0 \\ 0 & \partial/\partial y & 0 & \partial/\partial x & 0 & \partial/\partial z \\ 0 & 0 & \partial/\partial z & 0 & \partial/\partial x & \partial/\partial y \end{bmatrix}$$

$$\sigma_{x,x} + \tau_{xy,y} + \tau_{xz,z} + f_x = 0$$

$$\sigma_{y,y} + \tau_{yx,x} + \tau_{yz,z} + f_y = 0$$

$$\sigma_{z,z} + \tau_{zx,x} + \tau_{zy,y} + f_z = 0$$

- le *6 equazioni di congruenza cinematica*:  
nell'ipotesi di piccoli spostamenti che rispettano la continuità del corpo, il tensore della deformazione può essere definito come:

$$[\varepsilon] = [\partial][\eta] \quad [2.2]$$

Dove:

$[\varepsilon]$  è un vettore che rappresenta il tensore delle deformazioni

$[\eta]$  è un vettore che rappresenta lo spostamento

- le *6 equazioni del legame costitutivo*:



stabilisce il legame elastico-lineare fra tensione e deformazione attraverso le matrici di *flessibilità* [C] o di *rigidezza* [D], che sono una l'inversa dell'altra.

$$\begin{aligned} [\varepsilon] &= [C][\sigma] \\ [\sigma] &= [D][\varepsilon] \end{aligned} \tag{2.3}$$

Il *metodo degli spostamenti* ha come incognite il campo di spostamento che viene determinato cercando la soluzione che soddisfa l'equilibrio. Partendo dalle equazioni di equilibrio [2.1] e sostituendo il tensore delle tensioni attraverso il legame costitutivo [2.3] si ottiene:

$$[\partial]^T([D][\varepsilon]) + [F] = 0 \tag{2.4}$$

Sostituendo anche il tensore delle deformazioni le equazioni indefinite di equilibrio, espresse in termini di spostamento, diventano:

$$[\partial]^T([D][\partial][\eta]) + [F] = 0$$

Analiticamente si definiscono n equazioni di equilibrio (con n numero di nodi interni) e le incognite statiche vengono definite in funzione di quelle cinematiche. Inserendo tali espressioni nelle equazioni di equilibrio, è possibile appunto ricavare le incognite di spostamento nodale. Le variabili statiche sono legate a quelle cinematiche attraverso la rigidezza, caratteristica che definisce la nomenclatura alternativa di questo approccio.

I modelli di calcolo agli elementi finiti (F.E.M.) individuano le incognite di spostamento nei nodi (dove si ha continuità fra gli elementi) attraverso l'espressione:

$$[K][u] = [F]$$

$$[u] = [K]^{-1}[F]$$

Dove:

[F] è il vettore dei carichi nodali equivalenti

[K] è la matrice di rigidezza a livello di elemento, le cui la sua i-esima colonna può essere considerate come il contributo che l'i-esimo grado di libertà unitario (spostamento o rotazione) dà al vettore delle sollecitazioni nodali:

$$[K] = \int_V [B]^T [D] [B] dV$$

[u] è il vettore incognito degli spostamenti nodali.

Gli spostamenti relativi ai generici punti dell'elemento non sono noti ma possono essere approssimati e definiti in funzione di quelli nodali, calcolati dal programma. Ciò è permesso dalle funzioni di forma e cioè da polinomi interpolatori opportunamente scelti che consentono di individuare una soluzione approssimata.

$$[u] \approx [\hat{u}] = \sum_k [N_k][a_k^e]$$

Avendo ricavato il campo degli spostamenti è possibile risalire al campo delle deformazioni semplicemente derivando il vettore  $[\hat{u}]$ . Avendo a disposizione le deformazioni, applicando il legame costitutivo si può definire il campo tensionale.

Tenendo conto di come è definito lo spostamento di un punto qualunque dell'elemento finito, è possibile anche definire il campo tensionale, nota la matrice  $[B]$ , senza per forza passare attraverso quello deformativo:

$$[\varepsilon] = [\partial][u]$$

$$[\hat{\varepsilon}] = [\partial][\hat{u}] = [\partial][N][u] = [B][u]$$

$$[\sigma] = [D][\varepsilon] = [D][B][u]$$

Il *metodo delle forze* ha come incognite il campo delle sollecitazioni. In questo caso si parte dalle equazioni di congruenza interna in cui viene sostituito il legame costitutivo. I passaggi sono più laboriosi e portano alla definizione delle equazioni di Beltrami-Mitchell, che rappresentano condizioni di congruenza in termini di tensione.

Fra tutte le equazioni staticamente ammissibili, viene scelta quella che soddisfa la congruenza di Beltrami-Mitchell.

Analiticamente il metodo delle forze è quello che viene utilizzato negli esercizi basilari della scienza delle costruzioni. In caso di struttura iperstatica il procedimento prevede di svincolare un vincolo (non necessariamente quello interno) e calcolare il valore dell'incognita iperstatica. Tale incognita consente di rispettare la congruenza del nodo in cui è stato eliminato il vincolo. In questo modo, conoscendo i valori di rotazioni e spostamenti relativi a casi notevoli, si definiscono  $n$  equazioni (con  $n$  numero delle iperstaticità) che definiscono le variabili cinematiche in funzione di quelle statiche. Le variabili cinematiche sono legate a quelle statiche attraverso il coefficiente di flessibilità. Utilizzando le espressioni ricavate all'interno delle equazioni di congruenza si definiscono le incognite iperstatiche del problema. Svincolati tutti i vincoli di iperstaticità e calcolate tutte le incognite è possibile, attraverso l'equilibrio, ricavare le reazioni vincolari e risolvere l'intera struttura.

## 2.2.2- Modello a fibre

Esistono, come anticipato, due diverse formulazioni all'interno della modellazione degli elementi a fibre: una basata sulle rigidità (detta *displacement-based formulation* – DB formulation) e una basata sulla flessibilità (detta *force-based formulation* – FB formulation).

La prima formulazione è la più utilizzata in campo numerico e, come deducibile dal nome, prevede un campo di spostamenti imposto da cui, attraverso considerazioni di natura energetica, vengono dedotte le forze sugli elementi in funzione degli spostamenti. Nella seconda formulazione, invece, il campo di forze viene imposto e gli spostamenti sono ottenuti da un bilancio delle forze in modo da verificare le equazioni di congruenza.

L'approccio basato sulla *rigidità* coincide con quello che, nel calcolo numerico, è definito come approccio agli spostamenti ed è implementato nella maggior parte dei programmi di calcolo poiché facilmente automatizzabile e consente di arrivare alla soluzione attraverso un numero di equazioni di equilibrio pari al numero dei nodi interni. Il concetto è quello di imporre la congruenza e risolvere l'equilibrio. I parametri delle sollecitazioni risultano definiti in funzione dei parametri cinematici di spostamento.

L'approccio formulato in *flessibilità* è il cosiddetto approccio alle forze che definisce i parametri cinematici in funzione delle sollecitazioni (parametri statici) attraverso, appunto, i coefficienti di flessibilità. In questo caso, per arrivare alla soluzione, è necessario definire, per ogni grado di iperstaticità della struttura, una equazione di congruenza. Così facendo si verifica la congruenza avendo imposto l'equilibrio.

L'utilizzazione pratica del metodo delle forze per il calcolo di strutture iperstatiche diviene tanto più complessa e laboriosa quanto maggiore è l'iperstaticità della struttura. Esso, inoltre, si presta male ad essere organizzato in un calcolo automatico da svolgere mediante computer.

L'introduzione del comportamento non-lineare viene fatta a livello della sezione per mezzo delle relazioni costitutive uniassiali delle fibre. Inoltre, le tensioni date dalla maggior parte dei cicli di carico assiale sono funzione della deformazione assiale. E' quindi possibile approssimare il campo delle deformazioni della sezione tenendo conto delle ipotesi di Bernoulli (mantenimento delle sezioni piane anche dopo la deformazione):

$$\varepsilon_x(x, y) = \begin{Bmatrix} 1 & -y \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_0(x) \\ \chi(x) \end{Bmatrix} = a(y)e(x)$$

Dove:

$\varepsilon_x(x, y)$  rappresenta la deformazione assiale nel punto  $(x, y)$ ;

$a(y)$  è la matrice che approssima la distribuzione della deformazione nella sezione  $x$ ;

$e(x)$  è il vettore delle deformazioni generalizzate della sezione.

Quest'ultimo termine include la deformazione assiale all'origine delle coordinate ( $\varepsilon_0(x)$ ) e la curvatura ( $\chi(x)$ ). E' possibile poi ottenere il vettore degli sforzi generalizzati ( $s(x)$ ) a livello della sezione. Questo vettore è associato alla deformazione generalizzata ( $e(x)$ ) ed è staticamente equivalente alla tensione uniassiale della sezione  $\sigma_x(x,y)$ . Applicando il Principio dei Lavori Virtuali, l'espressione che lega gli sforzi a livello della sezione con quelli di base nell'elemento può essere scritta:

$$s(x) = \int_{\Omega} a^T(y) \sigma_x(x,y) d\Omega = \int_{\Omega} \begin{Bmatrix} 1 \\ -y \end{Bmatrix} \sigma_x(x,y) d\Omega = \begin{Bmatrix} N(x) \\ M(x) \end{Bmatrix} \quad [2.0]$$

Dove  $\Omega$  è l'area della sezione.

Le forze di sezione  $s(x)$  sono date da un vettore composto dallo sforzo assiale e dal momento flettente.

Differenziando  $s(x)$  rispetto ad  $e(x)$  si ottiene la matrice di rigidezza tangente della sezione, indicata con  $k(x)$ . Applicando le regole di differenziazione ed indicando con  $k_{mat}$  la relazione tensione-deformazione del materiale, si può ottenere la rigidezza della sezione come funzione della rigidezza uniassiale lungo le fibre.

$$s(x) = k_{mat} \varepsilon_x(x,y) = k_{mat} a(y) e(x)$$

$$k(x) = \int_{\Omega} a^T(y) k_{mat} a(y) d\Omega \quad [2.1]$$

Mentre nella formulazione agli spostamenti la procedura per arrivare alla matrice è di tipo diretta poiché dalle tensioni generalizzate si ottengono immediatamente le forze generalizzate di sezione, nella formulazione alle forze è necessario un approccio iterativo dal momento che non è possibile passare dalle forze di sezione alle deformazioni sezionali generalizzate.

Considerando l'elemento *beam*, le equazioni differenziali di equilibrio di una parte infinitesima di elemento può essere espressa con l'equazione differenziale:

$$D s(x) + f(x) = 0 \quad [2.2]$$

Esprimendola esplicitando l'operatore di equilibrio differenziale ( $D$ ) ed il vettore ( $f(x)$ ) che contiene le componenti dei carichi agenti lungo l'elemento in direzione x ed y ( $q_x(x)$  e  $q_y(x)$ ) si ha:

$$\begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 \\ 0 & -\partial^2/\partial x^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N(x) \\ M(x) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} q_x(x) \\ q_y(x) \end{Bmatrix} = 0$$

L'equazione di compatibilità è la duale di quella di equilibrio ed è espressa come:

$$e(x) = D^* d(x)$$

Esplicitando l'operatore differenziale di compatibilità ( $D^*$ ) ed il vettore  $d(x)$  che definisce le componenti di spostamento della parte infinitesima dell'elemento beam, si ottiene:

$$e(x) = \begin{Bmatrix} \varepsilon_0(x) \\ \chi(x) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 \\ 0 & \partial^2/\partial x^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} w_x(x) \\ w_y(x) \end{Bmatrix} \quad [2.3]$$

### 2.2.2.1- Formulazione in rigidezza

Nella formulazione basata sulla rigidezza, come visto nel caso elastico-lineare, il campo delle deformazioni viene ottenuto dagli spostamenti dei nodi di estremità dell'elemento. Negli elementi *displacement-based element* è assicurata la compatibilità delle deformazioni, essendo imposto il campo di spostamenti. Le forze sugli elementi sono dedotte da considerazioni di natura energetica (applicando il PLV si arriva a definire le equazioni algebriche che vengono utilizzate dal programma) e l'equilibrio delle forze lungo l'elemento è soddisfatto solo se viene discretizzato in un numero adeguato di elementi finiti. L'elevata discretizzazione richiesta da questo metodo ne rappresenta una limitazione. Risulta però necessaria per poter accettare l'assunzione di un campo di curvatura non lineare in ogni sub-elemento. Se il materiale è inelastico, infatti, imponendo un campo di spostamenti non in grado di definire la reale deformazione partendo dal campo di curvatura, si può ottenere una non-linearità più elevata.

La discretizzazione ha anche lo scopo di approssimare la distribuzione di curvatura indotta dalla distribuzione di carico lungo l'elemento frame poiché, rispetto alla formulazione basata sulle forze, è più difficile tener conto dei carichi agenti lungo l'elemento.

La formulazione agli spostamenti si basa sulle funzioni di forma dello spostamento e assume che il campo degli spostamenti sia ottenuto appunto mediante l'uso di funzioni di forma.

In questi elementi la matrice di rigidezza e le forze nodali (resisting forces), sono ottenute mediante integrazione numerica attraverso l'applicazione del principio dei lavori virtuali (PLV), imponendo l'equilibrio in forma debole. I principali vantaggi derivanti dall'uso degli elementi finiti formulati in termini di spostamento possono essere riassunti nei seguenti punti:

- possibilità di descrivere la diffusione della plasticizzazione nell'elemento;
- la plasticizzazione non è vincolata alla definizione di sezioni critiche;
- estrema semplicità di implementazione nell'ambito dell'algoritmo di Newton Raphson;
- il campo degli spostamenti dell'elemento finito è sempre noto tramite l'uso di funzioni di forma negli spostamenti.

Per contro, come già detto, questo approccio necessita di una discretizzazione adeguata che contrasti l'errore dovuto all'uso di funzioni di forma con curvatura lineare. Inoltre:

- nel caso di softening non è possibile determinare una soluzione in quanto la rigidità flessionale della trave non può assumere valori negativi;
- l'equilibrio tra le forze nodali e le tensioni interne è imposto in forma debole;
- l'approccio di integrazione determina una dipendenza dei risultati dal numero di sezioni di Gauss.

La maggiore limitazione dell'approccio in termini di spostamenti è dovuta all'ipotesi cinematica basata sull'uso di funzioni di forma cubiche, che determinano una distribuzione delle curvature lineare lungo l'elemento. Questa ipotesi porta a risultati soddisfacenti solo nel caso in cui la risposta dell'elemento sia lineare o quasi lineare. Tuttavia, quando le escursioni in campo plastico divengono significative, la distribuzione delle curvature diventa altamente non lineare, specialmente in strutture soggette a carichi ciclici, poiché le funzioni di forma utilizzate non si adattano allo stato inelastico in cui si trova l'elemento e pertanto non sono in grado di riprodurre l'effettiva distribuzione delle deformazioni (Neuenhofer & Filippou, 1997). Per superare tali problemi si ricorre in genere ad una opportuna discretizzazione della trave in una mesh di elementi finiti. Tuttavia l'utilizzo di questi elementi finiti può determinare problemi di convergenza e stabilità numerica.

Le deformazioni generalizzate  $e(x)$  di una generica sezione dell'elemento sono approssimate come una generica funzione degli spostamenti indipendenti. Questo perché lo stesso campo degli spostamenti, da cui si ricava quello di deformazione, è approssimato ed è definito in funzione degli spostamenti indipendenti nodali. Le deformazioni generalizzate rispettano le richieste di compatibilità espresse nell'equazione [2.3]:

$$e(x) = [\phi(x)]\{u\} \quad [2.4]$$

$\phi(x)$  rappresenta la matrice che contiene le derivate delle funzioni di forma [N]. Nella trattazione del metodo agli elementi finiti, precedentemente trattato, viene indicata come:

$$[B] = [\partial][N]$$

Essendo necessario, ai fini di trovare le deformazioni, derivare lo spostamento definito in funzione di [N] e dello spostamento nodale.

$$e(x) = [\partial]\{\eta\} = [\partial][N]\{u\} = [B]\{u\}$$

Le funzioni di forma più semplici che soddisfano la precedente equazione e le condizioni al contorno sono i cosiddetti polinomi Hermitiani per gli spostamenti trasversali ( $w_y(x)$ ) e le funzioni lineari per gli spostamenti assiali ( $w_x(x)$ ).

La matrice  $[\phi(x)]$  contiene perciò funzioni lineari per la curvatura e una funzione costante per la deformazione assiale. Si può sottolineare che queste funzioni di forma corrispondono alla soluzione esatta dell'equazione differenziale di un *beam* prismatico, lineare ed elastico, soggetto a carichi concentrati alle estremità. Applicando il Principio degli Spostamenti Virtuali all'equazione [2.4], si ottiene la relazione fra le forze di sezione e le forze di base:

$$X = \int_L \varphi^T(x)s(x)dx \quad [2.5]$$

A livello della sezione la relazione costitutiva incrementale è espressa come segue:

$$\Delta s(x) = k(x)\Delta e(x)$$

Dove la matrice  $k(x)$  è definita attraverso la [2.1].

La relazione fra gli incrementi delle forze indipendenti e gli incrementi degli spostamenti indipendenti è definita tenendo conto delle corrispondenti derivate e sfruttando l'equazione [2.4] e [2.5]:

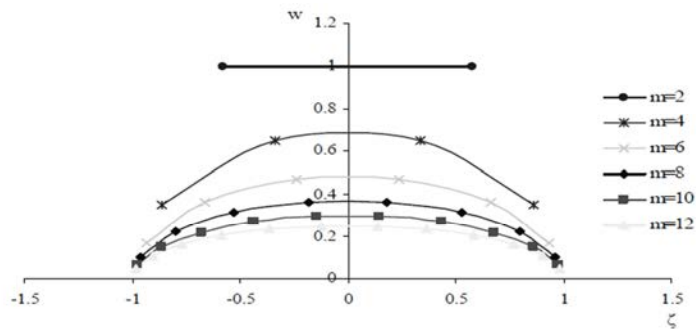
$$\Delta \mathbf{X} = \mathbf{K} \Delta \mathbf{u} = \int_L \varphi^T(x) \Delta s(x) dx = \int_L \varphi^T(x) k(x) \Delta e(x) dx = \int_L \varphi^T(x) k(x) \varphi(x) \Delta u dx$$

$$\Delta \mathbf{X} = \int_L \boldsymbol{\varphi}^T(x) \mathbf{k}(x) \boldsymbol{\varphi}(x) dx \Delta \mathbf{u}$$

Dove  $\mathbf{K}$  è la matrice di rigidezza dell'elemento *beam*:

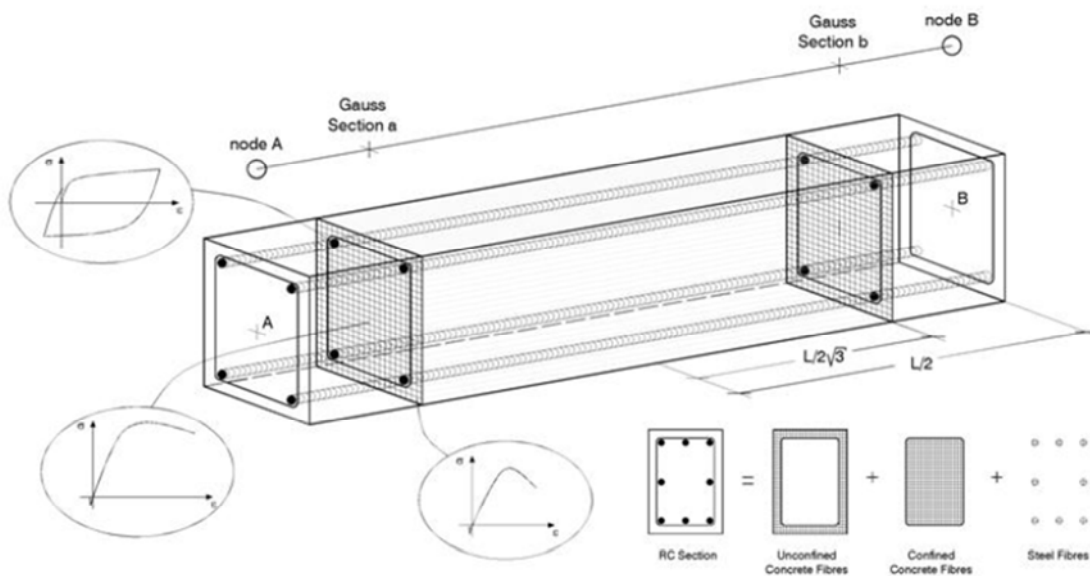
$$K = \int_L \boldsymbol{\varphi}^T(x) \mathbf{k}(x) \boldsymbol{\varphi}(x) dx$$

La valutazione dell'integrale precedente viene fatta attraverso lo schema *Gauss* che sfrutta la posizione dei punti di integrazione  $x_{IP}$  (interni all'elemento finito) e il valore del loro peso  $w_{IP}$ . NIP indica il numero di punti di integrazione sull'elemento. In questo metodo di quadratura lo stato dell'intero elemento è derivato dalla somma pesata dello stato sezionale in corrispondenza dei punti di integrazione disposti lungo l'elemento. In figura 2.1 sono riportati i fattori di peso e di posizione, al variare del numero di punti di integrazione, per lo schema *Gauss*.



**fig. 2. 1:** Distribuzione dei fattori di peso e di posizione dei punti di integrazione nello schema Gauss.

Le sezioni di estremità dell'elemento non presentano punti di integrazione e quelli che si avvicinano maggiormente ai bordi sono caratterizzati da pesi inferiori. Nel programma utilizzato per modellare il palo nella presente tesi, gli elementi finiti utilizzati possiedono solo due punti di integrazione. La figura 2.2 mostra tale schema di modellazione.



**fig. 2. 2:** Modellazione a fibre degli elementi finiti in SeismoStruct.

Poiché i polinomi di Hermite, utilizzati come funzioni di forma, sono di terzo grado, la curvatura può essere descritta al massimo con un andamento lineare. Quindi, per ritenere la modellazione della risposta non-lineare sufficientemente accurata e completa, gli elementi utilizzati devono avere una lunghezza limitata e risulta necessario, per travi o pilastri, l'utilizzo di più elementi finiti.



### 2.2.2.2- Formulazione in flessibilità

Nella formulazione basata sulle rigidità il campo di forze viene imposto e gli spostamenti degli elementi sono ottenuti da un bilancio di forze.

A differenza del metodo basato sulle rigidità, dove viene approssimato il campo degli spostamenti, in questo caso l'approssimazione riguarda il campo delle forze e ciò risolve il problema di imporre un profilo di curvatura che non rappresenti la reale risposta inelastica. Le curvature sono, infatti, il risultato della formulazione e non un'ipotesi iniziale. Le funzioni che riproducono il campo degli spostamenti si modificano durante l'analisi in base al diffondersi delle deformazioni inelastiche.

Il metodo *FB – based force* è capace di soddisfare, allo stesso tempo, le condizioni di equilibrio, indefinite ed al contorno, con le relazioni costitutive di sezione, tramite l'uso di funzioni di forma nelle forze, imponendo la congruenza del campo degli spostamenti tramite l'applicazione del principio dei lavori virtuali in forma debole. Le funzioni di forma vengono usate per descrivere l'andamento delle sollecitazioni sull'elemento in funzione delle forze nodali:

$$s(x) = N_Q(x)Q$$

Risulta, con tale approccio, agevole tener conto dei carichi agenti lungo l'elemento.

Le funzioni  $N_Q(x)$  di interpolazione delle forze, definiscono distribuzioni costanti di forza assiale e lineari di momento flessionale in equilibrio con le forze nodali  $Q$ .

Nel caso di materiale elastico, i risultati forniti da questa formulazione e da quella agli spostamenti saranno gli stessi. Quando il materiale è inelastico, a differenza del metodo agli spostamenti, l'approccio basato sulle forze risulta sempre esatto. La formulazione, infatti, non dipende dall'assunzione del comportamento costitutivo del materiale e non ne limita il campo di deformazione. L'unica avvertenza è quella di inserire un discreto numero di sezioni di integrazione lungo l'elemento.

Il metodo delle forze assicura previsioni accurate, anche il caso di comportamento fortemente inelastico, usando un ridotto numero di elementi finiti. La sua limitazione è dovuta al rischio di un'eccessiva e irrealistica localizzazione delle deformazioni rispetto agli elementi formulati in rigidità.

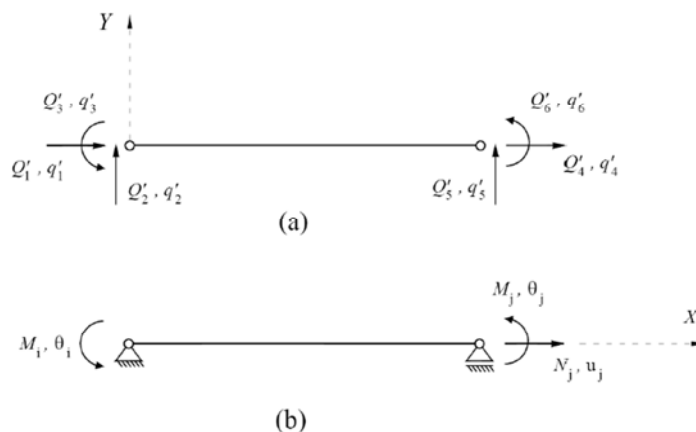
La soluzione dell'equazione differenziale di partenza [2.2], tenendo conto delle scelte evidenziate nelle figura 2.3 per le forze di base, è espressa come:

$$s(x) = S(x)X + s_0$$

Si può esplicitare la matrice  $S(x)$  che contiene le funzioni di forma tali da esprimere un diagramma lineare del momento flettente ed una distribuzione costante delle forze assiali. Tali

funzioni di forma sono prive di considerazioni per quanto riguarda il comportamento del materiale (lineare o non-lineare) e sono esatte indipendentemente dalle sue caratteristiche. Il termine  $s_0$  è la soluzione particolare dell'equazione differenziale e rappresenta il campo di forze che equilibra il carico lungo l'elemento. La soluzione può essere scritta:

$$s(x) = \begin{Bmatrix} N(x) \\ M(x) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{x}{L} - 1 & \frac{x}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} N_j \\ M_i \\ M_j \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} N(x) \\ M(x) \end{Bmatrix}_0$$



**fig. 2. 3:** (a) Forze e spostamenti nodali nel sistema di riferimento locale, (b) Forze o spostamenti indipendenti.

Applicando il Principio dei Lavori Virtuali (PCVW) all'equazione precedente, è possibile ottenere l'espressione che definisce lo spostamento indipendente:

$$u = \int_L S^T(x) e(x) dx \quad [2.6]$$

A livello di sezione, la relazione costitutiva incrementale è espressa da:

$$\Delta e(x) = f(x) \Delta s(x) \quad [2.7]$$

La matrice di flessibilità tangente,  $f(x)$ , è l'inversa di quella di rigidezza  $k(x)$  [2.1]. La relazione incrementale che lega gli spostamenti indipendenti e le forze indipendenti può essere data dalla seguente relazione, sfruttando le equazioni [2.6], [2.7] e quella che definisce  $s(x)$ :

$$\Delta \mathbf{u} = \mathbf{F} \Delta \mathbf{X} = \int_L S^T(x) \Delta e(x) dx = \int_L S^T(x) f(x) \Delta s(x) dx = \int_L S^T(x) f(x) S(x) \Delta X dx$$

$$\Delta \mathbf{u} = \int_L \mathbf{S}^T(x) \mathbf{f}(x) \mathbf{S}(x) dx \Delta \mathbf{X}$$

$F$  rappresenta la matrice di flessibilità tangente dell'elemento.

### 2.2.2.3- Confronto dei processi iterativi

La soluzione di un problema di analisi strutturale con la formulazione basata sugli *spostamenti* richiede solo un processo iterativo a livello strutturale poiché, sia a livello di elemento che di sezione, le forze corrispondenti sono immediatamente ottenute. A partire dal vettore di spostamento nodale nel sistema di riferimento locale,  $q'$ , è possibile ottenere la corrispondente quantità di base,  $u$ , con l'equazione:

$$u = C^T q'$$

Successivamente, attraverso la [2.4], le deformazioni generalizzate,  $e(x)$ , sono ottenute per le sezioni di controllo. Questa è la prima operazione dove vengono utilizzate le caratteristiche di approssimazione di  $\Phi(x)$ .

Assumendo completamente nota la relazione costitutiva della sezione si può ottenere la matrice di rigidezza tangente della sezione,  $k(x)$ , attraverso la definizione integrale [2.1]. Sfruttando la [2.0] si definisce il vettore delle forze generalizzate  $s(x)$ . Il calcolo della matrice di rigidezza tangente,  $K$ , e delle forze indipendenti,  $X$ , si effettua attraverso le relazioni:

$$\Delta X = \int_L \varphi^T(x) k(x) \varphi(x) dx \Delta u = K \Delta u$$

$$X = \int_L \varphi^T(x) s(x) dx$$

Poiché la matrice  $\Phi(x)$  non è esatta, le due precedenti integrazioni producono un risultato approssimato, più rigido della soluzione corretta. L'infittimento della mesh è un metodo comune per limitare questo inconveniente nell'analisi non-lineare. Utilizzando la relazione seguente, si possono calcolare le forze nodali,  $Q'$ :

$$Q' = CX$$

Nella risposta sismica di elementi frame in calcestruzzo armato il campo di deformazioni, o più precisamente la curvatura, può essere fortemente non-lineare, specialmente nelle regioni di cerniera plastica.

Nei modelli basati sugli spostamenti, dove sono implementati funzioni di spostamento predefinite, la variazione di curvatura lungo l'elemento finito è molto lontana dall'essere in grado di rappresentare accuratamente il reale campo di curvature della struttura.

Attraverso gli elementi basati sulle *forze*, il vettore degli spostamenti di base,  $u$ , è ottenuto da  $q'$  in modo simile alla formulazione vista precedentemente per i *DB element*. Tuttavia, nella formulazione a flessibilità, le procedure iterative sono richieste in tutti i livelli (struttura,

elemento, sezione) a differenza della formulazione a rigidezza che li richiede solo a livello strutturale.

Nella formulazione *FB* non è quindi possibile ottenere direttamente la deformazione generalizzata  $e(x)$  poiché la relazione tra il livello dell'elemento e quello sezionale è dato con l'approssimazione dell'equilibrio. Tale approssimazione si trova tra i vettori  $X$  ed  $s(x)$ , come espresso nell'equazione:

$$s(x) = S(x)X + s_0$$

Dall'altro canto, e come è già stato discusso, è anche necessario usare una procedura iterativa per ottenere le deformazioni generalizzate  $e(x)$  a partire dalle forze generalizzate  $s(x)$ .

Una rappresentazione grafica dei tre livelli di analisi presenti nelle formulazioni *DB* e *FB* è data dalle figure 2.4 e 2.5.

Si può notare come, nella procedura *DB* (figura 2.4), “entrando” a livello di elemento e di sezione con gli spostamenti, la procedura è diretta, mentre la soluzione è solo approssimata e i risultati ottenuti saranno maggiori del caso reale.

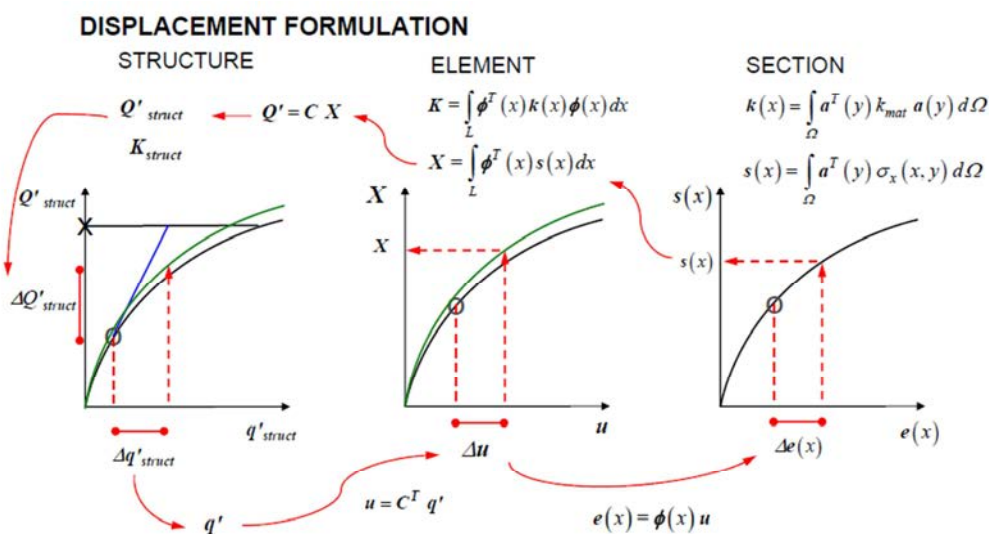


fig. 2. 4: DB procedure

Dall'altro lato, la formulazione *FB* richiede iterazioni ad ogni livello (figura 2.5). Nonostante questa complicazione apparente, tale formulazione porta alla soluzione “esatta” e ciò significa che non si ha alcuna assunzione del campo di curvatura. Inoltre, per condizioni geometriche, meccaniche e di carico coincidenti, un modello *DB* è più forte e più rigido di quello *FB*, che può essere vicino al risultato reale.

Dal punto di vista computazionale, diversi metodi per la determinazione statica sono stati proposti da vari autori. Ogni approccio richiede una strategia risolutiva non-lineare in grado di andare oltre il punto di massimo. Dato che il metodo risolutivo non-lineare convenzionale (Newton-Raphson) non può passare oltre, vengono usate altre tecniche e ciò comporta tempi computazionali più lunghi quando l'analisi è eseguita nel range post-picco.

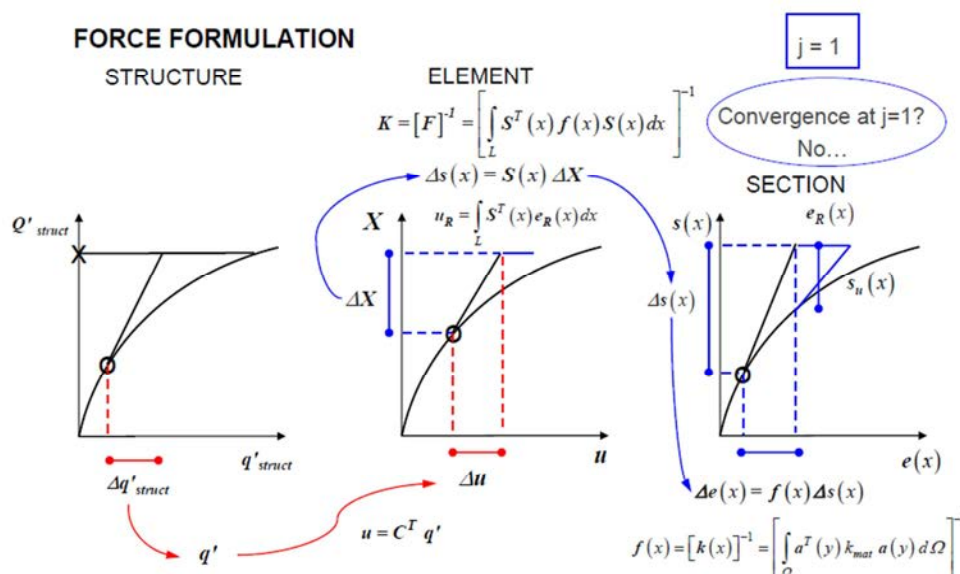


Figure 1.4. Graphical representation of FB procedure with residuals transfer from section level to element level (from [Correia *et al.*, 2007])

fig. 2. 5: FB procedure

## 2.3- Localizzazione dal punto di vista fisico

Con il termine “localizzazione” è indicata l’evidenza che la curva tenso-deformativa è dipendente dalle dimensioni del provino e non può essere considerata come una proprietà del solo materiale. È stato sperimentato che la deformazione di un materiale che presenta un comportamento softening si verifica spesso in una regione finita del materiale. Esperimenti eseguiti su un campione di calcestruzzo soggetto a compressione hanno evidenziato che esso viene danneggiato, o collassa, a causa di meccanismi locali causati dalla concentrazione degli sforzi in una regione limitata. Inoltre la risposta globale, data dalla curva tensione-deformazione, non dipende solo dalle caratteristiche del calcestruzzo ma anche dalle dimensioni del provino, senza risentire della procedura usata per il test.

Anche la forma del campione influenza il suo comportamento, infatti, quando il campione ha una lunghezza superiore, la risposta post - picco dell'intero campione diventa più ripida o più fragile , portando a rottura più rapidamente. È possibile sottolineare che la localizzazione è stata osservata

dapprima nelle prove di trazione e solo successivamente il concetto è stato esteso alla compressione.

I fenomeni fisici di localizzazione e l'effetto dovuto alla dimensione del provino sono riscontrati sia nelle prove a trazione che in quelle a compressione.

Il test di compressione eseguito su due campioni di calcestruzzo, differenziati solo nella lunghezza, evidenzia un comportamento all'incirca coincidente nel tratto che precede il picco, mentre mostra un comportamento post-picco diverso. Infatti, all'aumentare della snellezza del provino, il comportamento risulta più fragile. Per entrambi i provini il danneggiamento tende a concentrarsi in zone di una lunghezza quasi uguale, dipendente dal tipo di materiale. Lo stesso comportamento si ha nei campioni soggetti a flessione e può essere visualizzato nel diagramma momento-curvatura. Quanto descritto è visualizzato in figura 2.6.

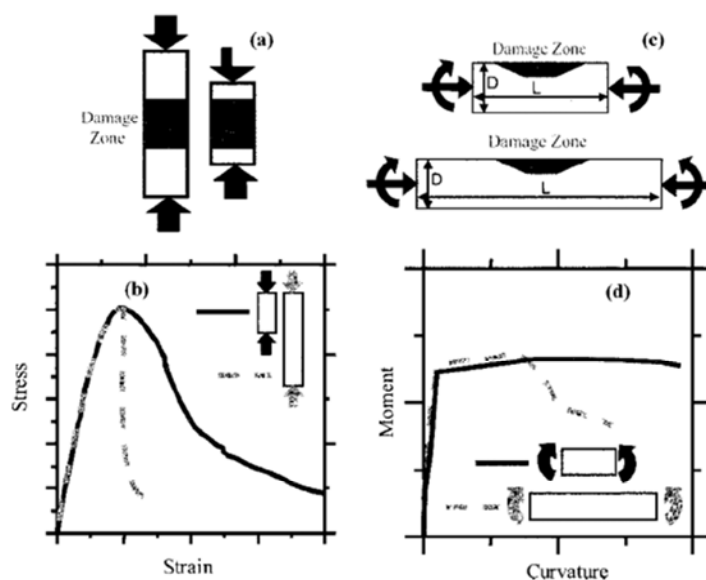
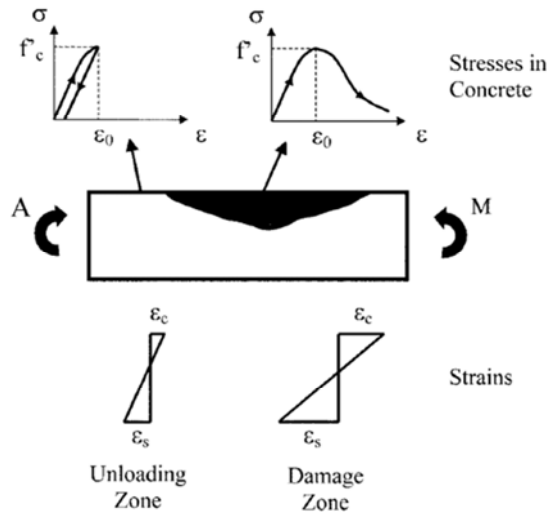


fig. 2. 6

Cambiando le caratteristiche, per esempio usando calcestruzzo a resistenza più elevata, noto per esser più fragile di un calcestruzzo a normale resistenza, la risposta post-picco risulta considerevolmente più ripida. Tale caratteristica può produrre seri danni e sono necessarie delle tecniche specifiche in grado di individuare la risposta post-picco.

Molti modelli interpretano questa concentrazione di deformazione come una zona danneggiata all'interno del campione, la cui lunghezza è proporzionale all'area compressa. Solamente in questa zona la curva tensione-deformazione degrada all'aumentare delle deformazioni successivamente al picco, mentre fuori da questa zona il calcestruzzo non danneggiato scarica (per mantenere l'equilibrio) seguendo una linea parallela al tratto di rigidità iniziale.

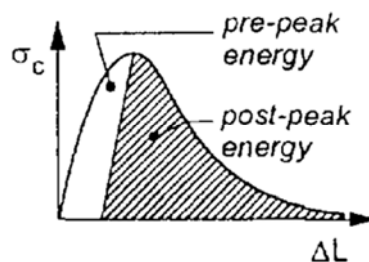


**fig. 2. 7:** Distribuzione di tensione e deformazione nella zona danneggiata e in quella scarica.

È possibile descrivere il comportamento del campione attraverso una curva tenso-deformativa ascendente comune alle due regioni ed una curva discendente solo per la zona danneggiata.

Alcuni studi condotti da Rokugo e Koyanagi (1992) hanno evidenziato che la forma della curva tensione-deformazione nel tratto successivo al carico di picco dipende fortemente dall'altezza del provino, mentre l'energia totale di frattura da compressione rimane pressoché costante.

L'energia di frattura da compressione è definita come l'area al di sotto del tratto softening della legge costitutiva del calcestruzzo nel piano tensione-spostamenti e cioè, in figura 2.8, la zona indicata con *post-peak energy*.



**fig. 2. 8**

Si può osservare che gli esperimenti che portano a rottura il calcestruzzo mostrano una localizzazione delle deformazioni, sia nel caso di trazione (dove si forma la frattura) che in quello di compressione (dove si ha una zona danneggiata).

La localizzazione, nel caso di compressione uniassiale, produce effetti che dipendono dalle dimensioni del provino. Infatti la risposta globale del campione dipende dalla sua lunghezza. Più è lungo il provino e più ripido è il comportamento globale. Ciò significa che non sarebbe corretto descrivere il comportamento post-picco con una legge tenso-deformativa senza alcun riferimento

alle dimensioni dell'elemento. Tale dimensioni possono essere ottenute tenendo in considerazione i concetti dell'energia di frattura.

Il concetto di costanza dell'energia di frattura in provini soggetti a compressione uniassiale è largamente trattata nella letteratura. Diverso è il caso della flessione che non è altrettanto documentato.

## 2.4- Localizzazione negli elementi finiti

Il termine *localizzazione* è usato frequentemente anche nella meccanica computazionale per indicare i problemi numerici che si presentano sotto le stesse condizioni fisiche (per esempio legge costitutiva della sezione di tipo softening) negli elementi inelastici. In questo contesto la concentrazione del danneggiamento è correlata alla formulazione dell'elemento ed è una conseguenza delle assunzioni fatte per l'elemento finito utilizzato.

In ogni caso il termine è appropriato poiché il danneggiamento (reale o calcolato) è contenuto all'interno di una zona limitata. Sarebbe molto utile poter correlare i due fenomeni ma, sfortunatamente, tale correlazione è difficile da trovare.

Come già affermato, la localizzazione per elementi finiti ad inelasticità distribuita definisce una concentrazione fittizia di deformazione all'interno di una particolare zona.

Gli elementi finiti basati sull'approccio agli **spostamenti** che mostrano un comportamento di *softening* a seguito del raggiungimento dello sforzo di picco, come ad esempio le colonne, sono sottoposti a localizzazione poiché le deformazioni tendono a concentrarsi nell'elemento della mesh soggetto al più elevato valore di momento flettente. Questo accade se si considera un corpo sottoposto ad uno sforzo assiale elevato e costante e ad un carico laterale ciclico o monotono imposto all'estremità libera, dove ci si aspetta che le curvature siano concentrate alla base dell'elemento. Tale comportamento si ha a prescindere dalla discretizzazione adottata.

Indipendentemente dal numero di suddivisioni le deformazioni sono sempre localizzate nel primo elemento. Tale caratteristica rende la risposta non oggettiva. Basti pensare di discretizzare maggiormente l'elemento infittendo la mesh. Le deformazioni, concentrate in una zona più piccola, dovrebbero aumentare per mantenere costante il valore degli spostamenti. Dato che la mesh può essere infittita sempre più, si avrebbe un continuo aumento delle deformazioni senza avere la convergenza verso un particolare valore.

Quando ogni elemento basato sugli spostamenti è integrato con un certo numero di punti di integrazione, la risposta localizzata avverrà alla prima sezione di controllo entro l'elemento che si trova dove è presente la forza massima. Anche a livello globale avremmo non-oggettività della



risposta post-picco. Maggiore sarà il numero di elementi della mesh, più ripida sarà la risposta post-picco.

Anche negli elementi finiti basati sulle **forze** le deformazioni sono concentrate nel punto di integrazione locale soggetto al maggior momento flettente. Allo stesso modo che nella formulazione basata sugli spostamenti, la deformazione sarà localizzata nel primo punto di integrazione che si trova vicino al contorno. Si può ricordare che nella formulazione basata sulle forze non è richiesta alcuna discretizzazione dell'elemento strutturale anche quando questo non è elastico. Un solo elemento può essere considerato per descrivere un singolo elemento strutturale.

In modo simile a quanto accade nella formulazione *DB*, gli elementi *FB* mostrano una risposta non oggettiva.

Da notare come, negli elementi con comportamento di tipo *softening*, quando viene aumentato il numero di punti di integrazione, anche la curvatura e la deformazione locale alla base dei punti di integrazione aumenteranno. Tale comportamento porta delle conseguenze anche nella risposta globale dell'elemento. Nella fase post-picco, un'analisi a spostamenti imposti porterà ad avere diversi valori di forza laterale che corrispondono alla medesima deformazione. La forza calcolata si riduce con l'aumento dei punti di integrazione, portando ad un brusco degrado della rigidità post-picco.

È importante puntualizzare che in tali casi un ingegnere strutturale può considerare la risposta non-oggettiva come una sorta di mancanza della convergenza numerica, mentre la non-convergenza è un naturale risultato della formulazione matematica delle due classi di elementi finiti.

Elementi con comportamento *hardening* (incrudente) mostrano invece una risposta oggettiva. Quando la mesh viene infittita, nel caso di approccio agli spostamenti, o quando viene aumentato il numero di sezioni d'integrazione, nel caso di approccio basato sulle forze, la risposta a livello locale (momento-curvatura) e globale (sforzo-deformazione) converge sempre verso un unico valore.

Ciò accade perché la seconda rigidità flessionale positiva causa la diffusione della deformazione in una zona più estesa. Infatti, se l'elemento ha un comportamento che tende all'indurimento, qualsiasi aumento imposto di momento alle estremità dell'elemento può migrare nelle sezioni più interne e ciò si traduce nell'impossibilità che si formino localizzazioni. Invece se il comportamento è di tipo *softening*, non appena la sezione più "debole" raggiunge la sua capacità di picco, la curvatura alle estremità aumenta mentre il relativo momento decresce. Per l'equilibrio le altre sezioni dovranno ridurre il loro momento (i momenti nelle sezioni interne non possono essere più elevati rispetto a quelli alle estremità). Poiché le sezioni interne non hanno ancora raggiunto il momento massimo, la loro fase di scarico inizia sul ramo ascendente della curva

momento-curvatura. Per questo motivo, in qualsiasi sezione interna, la curvatura diminuisce mentre solamente quella alle estremità continua a crescere.

Nel caso di modellazione a plasticità concentrata la localizzazione non avviene poiché in tali elementi si presume che il comportamento inelastico si verifichi in una lunghezza finita dell'elemento, la cosiddetta cerniera plastica, che è descritta tramite un certo andamento isteretico definito a priori. Pertanto la curvatura equivalente inelastica costante si svilupperà lungo tutta la lunghezza della cerniera plastica. Ciò impedisce la localizzazione dello sforzo e consente una risposta globale sempre oggettiva. È importante notare che questa caratteristica di tale tipo di modellazione non è un vantaggio rispetto al caso di plasticità distribuita poiché indica un'incapacità del modello di evidenziare un comportamento fisico esistente.

Nel caso di plasticità diffusa il problema della localizzazione è dovuto al fatto che il modello è più avanzato e consente di avere risultati correlati più strettamente al problema fisico.

La localizzazione fisica avviene nelle stesse condizioni in cui accade quella numerica e cioè per elementi aventi rigidità secondaria negativa.

Tali effetti sono molto più pronunciati nella modellazione di strutture in cemento armato dove:

- gli elementi sono soggetti ad elevati carichi assiali, come ad esempio nelle colonne di un telaio soggetto all'azione sismica;
- il calcestruzzo utilizzato ha alte caratteristiche di resistenza e un ramo post-picco molto ripido;
- gli elementi sono sovra-rinforzati poiché il più probabile meccanismo di rottura è lo schiacciamento.

In tutte le situazioni trattate, la convenienza di utilizzare espressioni empiriche per calcolare la lunghezza della cerniera plastica deve essere valutata poiché potrebbe essere data da una relazione che si riferisce a condizioni diverse da quelle evidenziate in precedenza.

## **2.5- Perdita di oggettività negli elementi *FB***

Il problema della localizzazione negli elementi con formulazione basata sulle forze può essere illustrato in riferimento ad una colonna di acciaio soggetta ad uno spostamento trasversale imposto all'estremo superiore. Per la modellazione viene utilizzato un singolo elemento *FB*.

Al crescere dello spostamento in punta, alla base della colonna, dove agisce il massimo momento, si forma una cerniera plastica. In figura 2.9 è descritto il comportamento di un provino elasto-incrudente dove il taglio alla base è evidenziato in relazione alla curvatura (del primo punto di integrazione) e allo spostamento di punta. La risposta risulta oggettiva se ci sono almeno quattro

punti di integrazione, mentre tre punti non sono sufficienti per integrare accuratamente gli integrali dell'elemento.

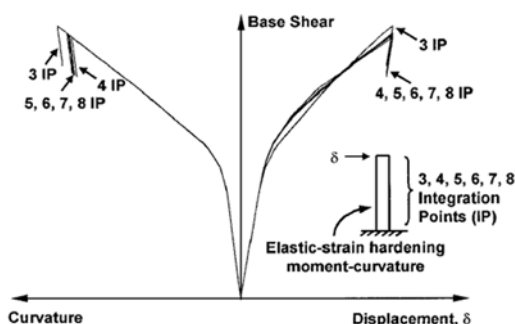


fig. 2. 9: Provino con comportamento "elastic-hardening".

Lo stesso elemento, caratterizzato però da un comportamento elastico-perfettamente plastico, presenta una previsione della risposta forza-spostamento che rimane oggettiva, mentre il picco della domanda di curvatura, varia con il numero dei punti di integrazione.

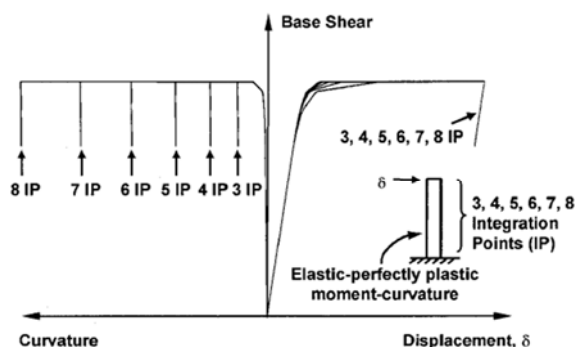


fig. 2. 10: Provino con comportamento elastico-perfettamente plastico.

La perdita di oggettività della previsione della curvatura, in figura 2.10, è dovuta alla localizzazione della curvatura inelastica alla base del punto di integrazione. Quando la sezione sul fondo della colonna raggiunge il momento di plasticizzazione, la colonna raggiunge la sua capacità portante. All'aumentare dello spostamento alla testa della colonna, la curvatura del punto di integrazione alla base cresce nonostante il momento si mantenga costante. Gli altri punti di integrazione rimangono all'interno del campo lineare-elastico e non si ha alcun cambiamento in curvatura o momento. La lunghezza del punto di integrazione della base, cioè della cerniera plastica, risulterà quindi funzione del numero di punti di integrazione utilizzati.

Se il numero di tali punti cresce, la lunghezza della cerniera cala ed è richiesta, come già anticipato, una curvatura maggiore per assicurare lo stesso tipo di spostamento in sommità.

La distribuzione schematica del momento e della curvatura lungo la colonna è riportata in figura 2.11, al variare del numero dei punti di integrazione nel caso di materiale elastico-perfettamente plastico.

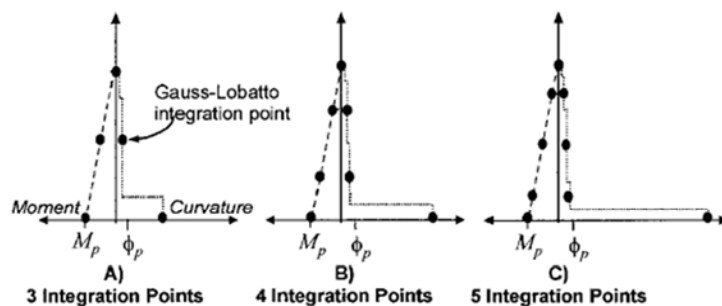


fig. 2. 11

Il punto  $\phi_p$  indica la curvatura plastica che si ha non appena il momento raggiunge il valore di plasticizzazione. Poiché l'equilibrio è strettamente soddisfatto negli elementi  $FB$ , il momento flettente rimane lineare. Quando viene raggiunto il valore  $M_p$  del momento plastico alla base (nel primo punto di integrazione), la forza applicata non può crescere e lo spostamento di estremità aumenta sotto carico costante. Il momento non può superare  $M_p$  e quindi i punti di integrazione adiacenti rimangono elastici lasciando l'inelasticità solamente al primo punto di integrazione. Lo spostamento alla testa della colonna è calcolato come somma pesata delle curvature nei punti di integrazione. La lunghezza del primo punto di integrazione è proporzionale al peso  $w_1$  e cioè  $L_{lp} = w_1 L$ .

La distanza fra i punti di integrazione influenza l'accuratezza ma anche la risposta post-picco.

Per materiali incrudenti la plasticità si distribuisce oltre il singolo punto di integrazione e i problemi numerici si limitano ad una risposta non regolare se si usano pochi punti di integrazione.

Per materiali perfettamente plastici o che hanno risposta softening a livello di sezione, la curvatura tende a localizzarsi in particolari punti e sorge il problema di localizzazione.

Quando la risposta momento-curvatura è di tipo *softening*, la mancanza di oggettività è ancora più pronunciata. Una risposta con comportamento softening, a livello di sezione, può verificarsi per esempio in colonne di calcestruzzo armato che supportano un certo peso proprio e che sono soggette a forze sismiche. All'aumentare del numero di punti di integrazione, la lunghezza del primo punto di integrazione cala, con conseguente crescita delle curvature. Gli sforzi di compressione sulla fibra di calcestruzzo, nella cerniera plastica, aumentano rapidamente. Ciò comporta un rapido degrado della rigidità del materiale.

È ovvio che gli elementi finiti, in entrambi gli approcci, richiedono una procedura di regolarizzazione per far in modo che essi possano generare dei risultati coerenti anche nel caso di comportamento softening.

Coleman e Spacone [2001] hanno presentato una tecnica di regolarizzazione, per gli elementi *FB*, che modifica la relazione tenso-deformativa al fine di mantenere un costante rilascio di energia dopo l'inizio della fase softening.

L'idea di regolarizzazione prevede di assumere che la relazione tensione-deformazione sia caratterizzata da un certo valore dell'energia di frattura.

$$G_f^c = \int \sigma du_i = h \int \sigma d\varepsilon_i = L_{1P} \int \sigma d\varepsilon_i$$

L'energia può essere scritta in termini di tensione e deformazione, dove  $h$ , per elementi *FB*, è la lunghezza del punto di integrazione  $L_{1P}$ .

L'integrale rappresenta l'area al di sotto della porzione post-picco della curva sforzo-deformazione e si distinguono, al suo interno, la tensione,  $\sigma$ , del calcestruzzo e lo spostamento inelastico,  $u_i$ .

Concettualmente questo approccio si basa sulla teoria di costanza dell'energia di frattura. Tale energia è rappresentata in riferimento alla seguente legge costitutiva uniassiale che è formulata da Kent e Park (figura 2.12). Il comportamento che precede il picco è parabolico, seguito da un tratto lineare.

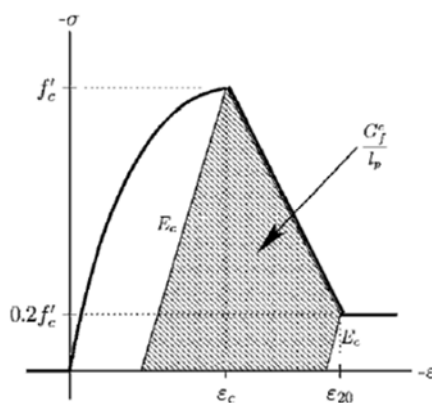


fig. 2. 12

La procedura proposta richiede la modifica della legge uniassiale del calcestruzzo ad ogni punto di integrazione, specificando la fine del tratto lineare di softening attraverso le due coordinate  $(0,2 f'_c, \varepsilon_{20})$ . L'ultimo termine varia con il peso del punto di integrazione  $L_{ip}$ , e con l'energia di frattura da compressione  $G_f^c$  (assunta nota da test sperimentali):

$$\varepsilon_{20} = \frac{G_f^c}{0.6f'_c L_{ip}} - \frac{0.8f'_c}{E_c} + \varepsilon_c$$

L'espressione appena scritta dovrebbe esser valutata per ogni differente punto di integrazione. Tuttavia, nei casi in cui le cerniere plastiche si formano agli estremi dell'elemento, la relazione uniassiale del calcestruzzo deve essere modificata solo per le fibre sezioni di estremità. Nonostante ciò, le sezioni di estremità degli elementi di diversa lunghezza necessiteranno di differenti valori di  $\varepsilon_{20}$ , anche se è usato lo stesso numero di punti di integrazione.

Questa regolazione agisce a livello globale sulla risposta forza-spostamento, mentre, a livello locale, è ancora necessario post-processare i risultati per ottenere una previsione oggettiva della curvatura richiesta dalla cerniera plastica. Il post-processamento scala la curvatura inelastica fittizia con un fattore che ha lo scopo di prevedere la reale curvatura dell'elemento:

$$\phi = \phi_e + (\text{scale factor})\phi_i^{MODEL}$$

Dove:

$\phi$  è la curvatura totale nella regione di cerniera plastica, divisa in una componente elastica,  $\phi_e$ , e una inelastica prevista dal modello,  $\phi_i^{MODEL}$ . Il fattore di scala agisce sulla componente inelastica. Ci sono differenti formulazioni che definiscono il fattore di scala. La variazione si ha nel passaggio da doppia a singola curvatura e nel caso considerato si considererebbe la seconda possibilità, avendo la formazione di un'unica cerniera plastica.

Come già visto nel capitolo [2.1], una possibile espressione della lunghezza della cerniera plastica è la seguente, suggerita anche da Scott e Fenves (2006) [Paulay, Priestley, 1992]:

$$l_p = 0,08L + 0,022f_y d_b$$

Un'altra espressione, a partire dalle proprietà del calcestruzzo, è Coleman e Spacone (2001):

$$l_p = \frac{G_f^c}{0,6 f'_c \left( \varepsilon_{20} - \varepsilon_c + \frac{0,8 f'_c}{E_c} \right)}$$

### 3- Modellazione del terreno

Le procedure utilizzate per la modellazione del suolo vanno dall'approccio di discretizzazione del continuo ai modelli lineari a molle.

Per lo studio del complesso terreno-fondazione si fa riferimento al metodo delle *curve p-y*, secondo il quale il palo è immerso in un mezzo alla Winkler con molle di legge non lineare nota. Le *curve p-y* sono ricavate sperimentalmente e sono reperibili in letteratura per i diversi tipi di terreno. Questa procedura però, non tiene né conto del numero di cicli, né delle caratteristiche e dell'intensità del carico ciclico.

Il modello a molle è stato sviluppato tenendo conto di opportune leggi di carico e scarico, dello sviluppo di zone di deformazione, della modellazione del degrado ciclico subito dal terreno e dello smorzamento della radiazione.

L'approccio "beam on nonlinear Winkler foundations" (BNWF) è un miglioramento del modello a molle ed è ampiamente usato per prevedere la risposta statica non-lineare dei sistemi suolo-struttura. Il principale svantaggio di tale approccio è la rappresentazione di un continuo attraverso delle reazioni discrete che sono disaccoppiate; nella maggior parte dei casi questo disaccoppiamento delle reazioni lungo i vari gradi di libertà è realistico.

Nelle applicazioni sismiche il modello BNWF presenta due principali svantaggi:

- non è in grado di tener in considerazione la variazione dell'interazione suolo-struttura ciclo dopo ciclo;
- non produce risultati soddisfacenti nella modellazione di problemi con significativa interazione cinematica e elevati effetti di movimento del suolo (Finn 2005).

Vari esperimenti di laboratorio hanno evidenziato che la risposta dell'interazione fra suolo e struttura dipende da molti fattori di interazione che dovrebbero essere considerati in modo attendibile per i modelli dinamici alla Winkler. Alcuni di questi fattori sono il degrado della rigidità, il cedimento fra suolo e struttura, lo sviluppo di zone deformate e lo smorzamento della radiazione (Allotey 2006).

L'approccio progettuale da seguire si fonda dunque su forme statiche e dinamiche non lineari di analisi.

I modelli dinamici non lineari alla Winkler possono essere in genere classificati in modelli a curve non lineari o modelli a tratti lineari, e si possono poi riconoscere modelli di Bouc – Wen, sicuramente tra i più utilizzati negli ultimi vent'anni per il calcolo dell'accumulo del danneggiamento in un materiale sottoposto a carico ciclico. Una descrizione dettagliata di quest'ultimo modello è stata discussa da Allotey (2006) che ha proposto, recentemente,

un'estensione del modello originale [Allotey ed El Naggar, 2008]. Questo modello è stato scelto per rappresentare l'interazione palo – terreno nelle analisi descritte nei capitoli successivi.

Le procedure utilizzate nello sviluppo delle curve p-y cicliche (sforzo-spostamento) sono simili a quelle usate per lo sviluppo del modello della risposta unidimensionale del terreno sotto forma di cicli sforzo – deformazione.

Il modello proposto da ALLOTEY ed EL NAGGAR è stato sviluppato nello scopo di estendere le capacità dell'approccio dinamico BNWF. Infatti, tale modello presenta la capacità di definire anche gli aspetti più complessi e meno esplorati dell'interazione palo – terreno, ovvero:

- il degrado di resistenza e rigidità sotto carico ciclico dovuta a fattori come plasticizzazione, gap e “soil cave-in”;
- la plasticizzazione del palo e del terreno;
- la formazione di un “gap” tra palo e terreno;
- il possibile crollo del suolo nella cavità.

Il modello dinamico proposto dai due autori è implementato nel software utilizzato per l'analisi agli elementi finiti del presente lavoro di tesi ed esposto nei capitoli successivi. I vari parametri del modello, discussi in seguito, hanno quasi tutti un significato fisico e possono essere ottenuti attraverso test eseguiti in sito e in laboratorio.

Le caratteristiche della curva p-y sono riportate in figura 3.1. Essa rappresenta la curva di interazione fra palo e terreno proposta da Allotey ed El Naggar.

Il modello può essere classificato come un modello isteretico poligonale di degrado con leggi ben definite per carico, ricarico e scarico. Il modello è a compressione dominante ed è caratterizzato da quattro parti principali: la curva di involucro dorsale o backbone curve; la curva standard di ricarico (Standard Reload Curva – SRC); la curva generale di scarico (General Unload Curve – GUC); e la curva diretta di ricarico (Direct Reload Curve – DRC).

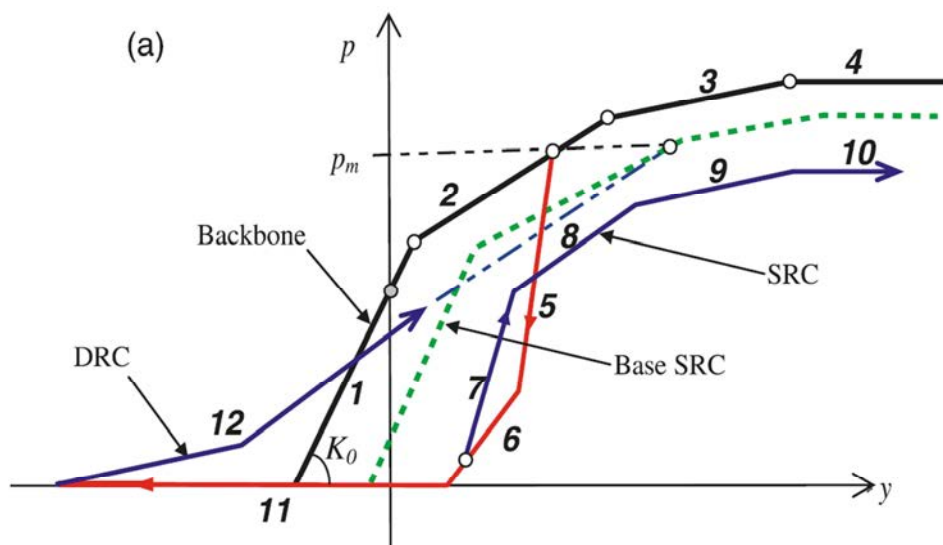


fig. 3. 1



### 3.1- Curva dorsale (backbone curve)

La curva dorsale è rappresentata in diversi modelli con curve non-lineari o multi-lineari adattate a specifiche curve monotoniche non-lineari che rappresentano l'andamento forza-spostamento. Alcuni esempi di curve sono quelle fornite dall'American Petroleum Institute (API) per sabbia e argilla soffice. I modelli di curve non lineari sono basati su differenti funzioni non lineari, mentre modelli multilineari possono essere definiti come segue:

$$p(y) = \sum_{i=1}^j (p_i - p_{i-1}) + \alpha_j K_0 (y - y_i)$$

$$\text{con } j = \max(i) \quad \forall y_i \leq y, j \geq 0$$

Dove  $p$  ed  $y$  sono rispettivamente la reazione del suolo e il relativo spostamento;  $(p_i, y_i)$  sono i vari nodi della curva multilineare;  $\alpha_i$  è il rapporto di rigidità dell'ultimo segmento considerato, espresso in relazione alla rigidità iniziale;  $K_0$  è la rigidità iniziale.

Una possibile forma della curva dorsale è indicata in figura 3.2. Essa è caratterizzata da una curva multilineare a quattro segmenti che può rappresentare due tipi di comportamento: comportamento di risposta monotonica (linea continua nei tratti 1 e 2) e comportamento di resistenza residua post-picco (segmenti 3 e 4).

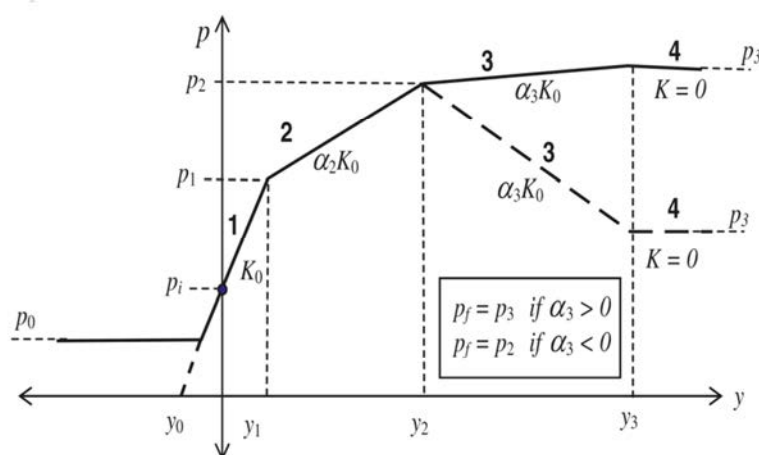


fig. 3. 2: backbone curve secondo ALLOTEY ed EL NAGGAR

I parametri  $(p_0 - p_3, y_0 - y_3, \alpha_0 - \alpha_3)$  possono essere valutati attraverso specifiche curve p-y usando i metodi di adattamento alla curva proposti da Alлотей (2006) a seconda del tipo di terreno considerato.

Fra tutti i parametri necessari per definire la curva dorsale all'interno del programma, quelli che possono essere ricavati direttamente dalla curva (che, come indicato in seguito, viene definita in modo diverso a seconda del tipo di terreno) sono:

- il modulo di rigidezza iniziale del terreno,  $K_0$ , che varia per ogni molla essendo dipendente da  $z$ ;
- $F_c$ , inteso come rapporto fra la forza corrispondente alla fine del tratto iniziale rettilineo e la  $F_y$ ;
- l'angolo  $\alpha$  di inclinazione del tratto compreso fra  $y_m=b/60$  ed  $y_u=3b/80$ ;
- il valore di  $F_y$  che corrisponde al  $p_{ult}$  calcolato con le formule viste in precedenza.

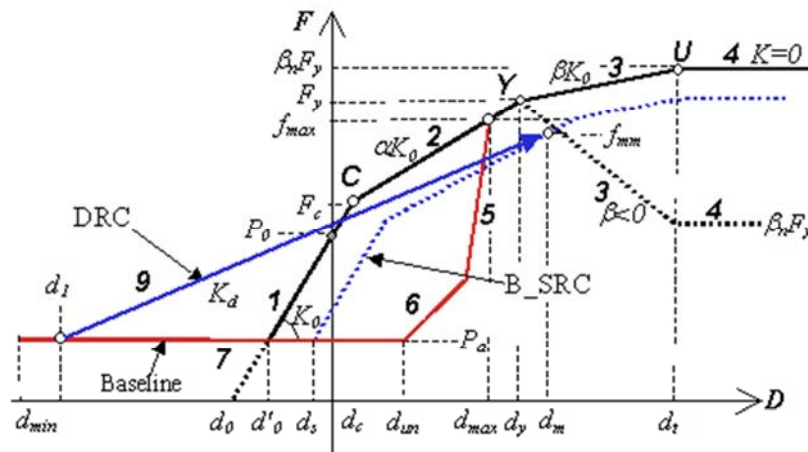


fig. 3. 3: curva p-y presente in *Seismostruct*.

Di seguito è riportato l'elenco ed il significato dei 18 parametri necessari per definire la curva di fig. 3.4:

<i>Proprietà curva</i>	<i>Parametro di riferimento</i>
Rigidezza iniziale	$K_0$
Rapporto di resistenza del suolo alla fine del primo ramo	$F_c$
Resistenza di snervamento del suolo	$F_y$
Rapporto di forza iniziale per spostamento nullo	$P_0$
Rapporto di forza minima oppure rapporto fattore forza scorrimento/taglio	$P_a/f_s$
Indice della rigidezza del secondo ramo	$\alpha$
Fattore di rigidezza di scarico	$\alpha_N$
Indice della rigidezza di snervamento	$\beta$
Indice della rigidezza ultima del suolo	$\beta_N$
Indicatore della combinazione delle impostazioni Flag	Flg

Indice della rigidità di partenza DRC	$e_{p1}$
Parametro della forza di apertura (gap)	$p_1$
Parametro di cedimento del suolo	$p_2$
Degrado della rigidità/Parametro di irrigidimento	$p_k$
Parametro di forma della rigidità	$e_k$
Degrado della resistenza	$p_s$
Parametro di forma della resistenza	$e_s$
Pendenza della curva $S-N$	$k_s$
Resistenza del suolo corrispondente al punto S1 nella curva $S-N$	$f_0$

- il modulo di rigidità  $K_0$ , che è diverso per ogni molla poiché dipende da  $z$ , viene calcolato rapportando il valore  $p(y=y_k)$  ad  $y_k$ . Il valore di  $y_k$  viene arrotondato, e quindi  $p(y_k)$  può essere appartenente alla curva parabolica generando un  $K_0$  leggermente diverso da  $k_{py} \cdot z$ . Al crescere di  $z$ ,  $y_k$  varia e bisogna tenerne conto ad ogni variazione di profondità.
- Per quanto riguarda  $F_c$ , esso si riferisce al rapporto fra  $p(y = y_{med})$  ed  $F_y$ . L'ascissa  $y_{med}$  è ricavata facendo la media fra  $y_m$  ed  $y_k$ . Si calcola quindi il valore della curva p-y in corrispondenza del punto appena individuato e si divide per  $F_y$ .
- L'inclinazione del secondo tratto,  $\alpha$ , è data dall'inclinazione della corda che congiunge la curva nel punto con ascissa  $y = y_{med}$  e nel punto relativo a  $y = y_{ult}$ .
- Essendo  $F_y$  pari al valore  $p_{ult}$ , l'inclinazione del terzo tratto, indicata con  $\beta$ , viene posta per ogni molla pari a 0. Essa indicherebbe una riserva di resistenza per il terreno che, nel presente lavoro di tesi, non viene considerata. La molla potrebbe avere, infatti, un comportamento sia hardening ( $\beta > 0$ ) che softening ( $\beta < 0$ ).
- L'ultimo tratto di curva dorsale prevede anche di definire il parametro  $\beta_N$  che non rappresenta una pendenza, ma è il rapporto fra la resistenza ultima (che potrebbe ipoteticamente superare la  $F_y$ ) ed  $F_y$ . Quando si considera una certa riserva di resistenza per il terreno, si avrà  $\beta > 0$  ma comunque inferiore ad  $0,9 \cdot \alpha$ . In questo caso  $\beta_N > 1$ . Se, invece, si considera  $\beta = 0$ , sarà necessario porre  $\beta_N = 1$ .
- La forza iniziale  $P_0$  e la forza minima  $P_a$  sono state studiate per rappresentare la forza iniziale presente prima dell'inizio dei cicli, e una forza minima (attiva) sperimentata per uno spostamento negativo. Entrambe queste forze sono definite in funzione di  $F_y$ .  $P_0$  varia tra  $0 < P_0 < 0,9$  ed un valore  $P_0 > 0$  sposta la curva dorsale verso il lato in trazione (a sinistra), e determina una forza iniziale in corrispondenza dello spostamento nullo. La

forza minima  $P_a$  viene trattata come una linea di base del modello, e il movimento non va mai sotto questo livello. A  $P_a$  si applicano le seguenti condizioni:  $0 < P_a < P_0$ ;  $P_a < F_y$ ;  $P_a < F_c$ .

- I parametri di rigidezza ( $p_k, e_k$ ) e di resistenza ( $p_s, e_s$ ) sono impiegati per stimare il quantitativo di degrado della rigidezza e della resistenza durante i cicli di carico/scarico. Nello specifico,  $p_k$  e  $p_s$  sono i cosiddetti *degradation factors*, e rappresentano rispettivamente il degrado della rigidezza e della resistenza. In letteratura sono anche indicati come  $\delta_{mk}$  e  $\delta_{ms}$  e si basano su quantità fisiche dedotte dai test di centrifuga (per le sabbie sature) e da test di compressione triassiale ciclica e non drenata (per le argille). I parametri  $e_k$  ed  $e_s$  sono definiti *degradation curve-shape parameters*, rispettivamente per la rigidezza e per la resistenza. In letteratura possono essere definiti da  $\theta_k$  e  $\theta_s$ . Si può ipotizzare che il distacco fra palo ed terreno avvenga entro il terzo superiore del palo stesso. All'interno di questo range, i parametri di forma ciclici variano linearmente, mentre, oltre la profondità  $z = L/3$ , rimangono costanti. Nel caso di terreno incoerente non si può sviluppare un gap permanente e, in modo simultaneo, mano a mano che il palo si scosta dal terreno, si ha un crollo all'interno della cavità (*soil cave-in*).
- La fessurazione del suolo è rappresentata dai fattori  $p_1$  e  $p_2$ . Mentre  $p_1$  definisce il confinamento del terreno ( $p_1=0$  nel caso non confinato,  $p_1=1$  comportamento confinato),  $p_2$  rappresenta l'effetto del crollo del terreno. Quest'ultimo parametro,  $p_2$ , di *soil cave-in*, varia linearmente con la profondità ed aumenta al crescere della pressione laterale di confinamento. In letteratura questa caratteristica è rappresentata da  $\Lambda$  e varia da 0 a 5 all'interno del tratto di lunghezza  $L/3$ .
- Un'altra grandezza che varia linearmente da 0 ad 1 è  $\lambda_f$  (corrispondente, al parametro  $e_{p1}$ ). Essa rappresenta l'inclinazione della curva di ricarico (DRC).
- Il rapporto dello sforzo ciclico (cioè il rapporto tra lo sforzo ciclico e lo sforzo effettivo medio iniziale) rispetto al numero di cicli di carico è descritto dalla curva S-N. È impiegata per valutare il danno incrementale dovuto ad ogni mezzo ciclo di carico, al fine di stimare il degrado/hardening ciclico cumulativo all'inizio di ogni scarico o ricarico. Nel modello, la curva S-N è espressa come  $S_r = S/S_1$  rispetto al numero di cicli, dove  $S$  e  $S_1$  sono i fattori di sforzo per i cicli in corso e i primi cicli, rispettivamente. Il parametro  $k_s$  è la pendenza della curva S-N ed in letteratura è indicata come  $\eta_{SN}$ . Il parametro  $f_0$  è lo sforzo del suolo corrispondente al fattore di sforzo dei primi cicli  $S_1$ , posto pari ad 1 per tutti i tipi di materiale. Quindi, poiché  $f_0 = S_1 \cdot \sigma'_m$ , esso corrisponde ad  $F_y$ .

I valori, che saranno inseriti all'interno del programma per definire il comportamento delle molle, saranno indicati assieme alle altre caratteristiche dei terreni considerati nell'analisi. Tali valori

coincidono con quelli presentati in uno degli studi di interazione fra suolo e struttura di Allotey ed El Nagggar.

### 3.1.1- Sabbia satura

Se il terreno è una sabbia satura, noti l'angolo di attrito  $\phi$ , il peso del terreno  $\gamma$  ed il diametro del palo  $b$ , è possibile definire i parametri che caratterizzano la backbone curve nel modo seguente. Dall'angolo di attrito si ricavano i valori:

$$\alpha = \Phi/2 \quad \beta = 45 + \Phi/2 \quad K_0 = 0,4 \quad K_a = \tan^2(45 - \Phi/2)$$

Successivamente si calcola la resistenza ultima del terreno per unità di lunghezza, assumendo, come valore  $p_s$ , il valore minimo dato dalle due equazioni:

$$p_{st} = \gamma z \left[ \frac{K_0 z \tan \Phi \sin \beta}{\tan(\beta - \Phi)} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \Phi)} (b + z \tan \beta \tan \alpha) + K_0 z \tan \beta (\tan \Phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a b \right] \quad [3.1]$$

$$p_{sd} = K_a b \gamma z (\tan^2 \beta - 1) + K_0 b \gamma z \tan \Phi \tan^4 \beta \quad [3.2]$$

Le due curve, definite dalle equazioni [3.1] e [3.2], si intersecano alla profondità  $z_r$ . Al di sopra di questa profondità è valida la [3.1], al di sotto invece è valida la [3.2].

In base alla profondità alla quale è richiesta la definizione della curva p-y, si possono individuare i valori dei parametri corrispondenti.

Convenzionalmente si definisce un valore  $y_u$  pari a  $3b/80$ , imponendo cioè che la forza ultima sia raggiunta ad un livello di spostamento ben definito e noto. La forza  $p_{ult}$  corrisponde a quella che nel programma di calcolo è indicata come  $F_y$  e può essere calcolata attraverso l'applicazione di un fattore  $\bar{A}_c$  che varia a seconda del rapporto fra profondità e diametro ed è definito in tab 3.1.

$$p_{ult} = \bar{A}_c p_s$$

Un ulteriore valore che viene imposto per definire la curva è quello di  $y_m$ , posta pari a  $b/60$ . Tale ordinata corrisponde al valore  $p_m$  sulla curva. Esso si calcola in modo analogo al  $p_{ult}$ , attraverso il fattore  $B_c$  che appare in tabella 3.1.

$$p_m = B_c p_s$$

Per valori di  $z/D$  superiori a 5 i parametri  $\bar{A}_c$  e  $B_c$  non variano più.

$z/D$	0	0,55	1	1,5	2	2,5	3	4	5
$A_s$	2,9	2,55	2,18	1,8	1,54	1,3	1,1	0,94	0,88
$B_s$	2,22	1,85	1,55	1,27	1,05	0,88	0,72	0,53	0,5

tab. 3. 1

A questo punto, la parte rettilinea della curva p-y, compresa fra  $y_m$  e  $y_{ult}$  è completamente definita.

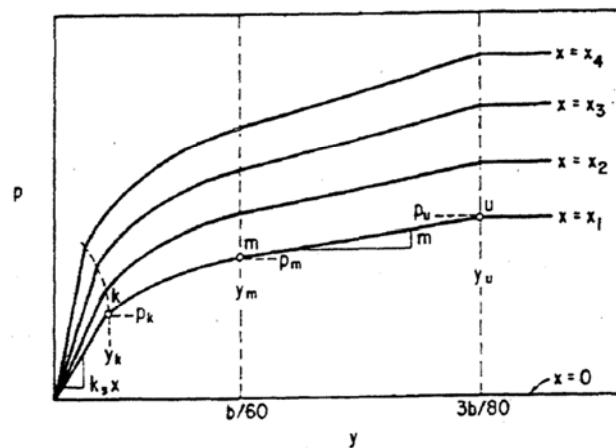


fig. 3. 4: curva p-y per la sabbia

Il primo tratto rettilineo della curva indicata in figura 3.3, è definito attraverso una rigidità che varia con la profondità considerata. Esso si estende fino a che l'ordinata assume il valore  $y_k$ , indicato in seguito e corrispondente al primo punto della seconda parte di curva.

Noto il valore  $k_{py}$  (tabella 3.2) si può definire la prima porzione rettilinea di curva come segue:

$$p = (k_{py}z)y$$

Relative density	Loose	Medium	Dense
$k_{py}$ [MN/m <sup>3</sup> ]	5,4	16,3	34

tab. 3. 2

L'andamento del secondo tratto è di tipo parabolico e segue la legge:

$$p = \bar{C}y^{1/n}$$

La definizione di questa parte di curva necessita di alcuni parametri:

$$m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} \quad n = \frac{p_m}{m y_m} \quad \bar{C} = \frac{p_m}{y^{1/n}} \quad y_k = \left( \frac{\bar{C}}{k_{py} z} \right)^{\frac{n}{n-1}}$$

La curva, dopo aver definito ogni sua parte, può essere costruita per ogni tipo di sabbia scelta e per ogni profondità  $z$ .

### 3.1.2- Argilla tenera e argilla dura

Se il terreno è un'argilla, la caratterizzazione della curva p-y prevede di definire la sua consistenza, in modo da individuare il valore  $\varepsilon_{50}$ . La rigidità delle curve dipende infatti dalla deformazione corrispondente ad un carico pari a metà della resistenza a compressione del campione d'argilla.

In base alle caratteristiche dell'argilla i valori tipici di  $\varepsilon_{50}$  sono riportati in tab. 3.3. Il valore di questa deformazione di riferimento viene utilizzato per calcolare lo spostamento  $y_{50}$  corrispondente a metà del carico ultimo:

$$y_{50} = 2,5 \varepsilon_{50} b$$

La resistenza al taglio non drenata,  $C_u$ , varia con la profondità ed è necessario individuare i valori corrispondenti ai diversi strati di terreno.

Si considera valido il rapporto  $C_u/\sigma'_v=0,22$  per l'argilla non sovraconsolidata e cioè quella corrispondente a punti più distanti dalla superficie del terreno.

Nel caso in esame, è stata considerata un'argilla i cui primi 3 m sono caratterizzati da un grado di sovraconsolidazione  $OCR=3$ . La variazione della resistenza al taglio, per questa zona, dipende anche da  $OCR$ :

$$C_u = 0,22 \sigma'_v OCR^{0,8}$$

Consistency	Average value of kPa	$\varepsilon_{50}$
Soft	< 48	0.02
Medium	48-96	0.01
Stiff	96-102	0.005

tab. 3. 3

L'argilla è caratterizzata da due diverse curve  $p$ - $y$ , nel caso statico e nel caso dinamico.

Nel caso statico è possibile individuare la resistenza ultima del terreno per unità di lunghezza del palo considerando il valore minore dato dalle seguenti equazioni:

$$p_{ult} = \left[ 3 + \frac{\gamma'}{C_u} z + \frac{J}{b} z \right] C_u b$$

$$p_{ult} = 9C_u b$$

Dove:

$\gamma'$  è il peso specifico del terreno;

$b$  è il diametro del palo;

$z$  è la profondità del punto si cui si vuole la curva  $p$ - $y$ ;

$J$  è un coefficiente determinato sperimentalmente da Matlock e assume il valore 0,5 per argille di tipo soft e 0,25 per una argilla di media consistenza.

Il calcolo di  $p_{ult}$  è eseguito ad ogni profondità a cui è richiesta la curva  $p$ - $y$  ed è basato sulla resistenza a taglio presente a tale profondità.

I punti che descrivono la curva seguono l'equazione:

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0,5 \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3}$$

Il valore di  $p$  rimane costante quando lo spostamento supera il valore  $y = 8y_{50}$  che corrisponde al raggiungimento della resistenza massima.

Nella rappresentazione API, la curva viene schematizzata attraverso una curva tri-lineare indicata in figura 3.4 da cui si possono ricavare i parametri di caratterizzazione delle molle.

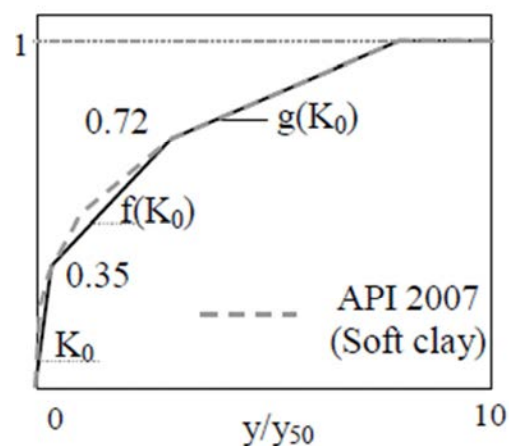


fig.3. 4

Lo stesso procedimento per trovare la resistenza ultima è svolto anche nel caso ciclico. La curva viene costruita allo stesso modo di quella statica per valori di  $p$  inferiori a  $0,72p_{ult}$ .



È possibile individuare un valore di riferimento  $z_r$  che rappresenta il punto in cui  $p_{ult}$  è rappresentato dall'una e dall'altra equazione e si ha la transizione:

$$z_r = \frac{6C_u b}{(\gamma' b + J C_u)}$$

Se le caratteristiche del materiale variano con la profondità, il valore di  $z_r$  deve essere calcolato con le proprietà del suolo alla profondità dove è richiesta la curva p-y.

Se la profondità della curva p-y considerata è maggiore o uguale a  $z_r$ , il valore di  $p$  è pari a  $0,72p_{ult}$  per ogni valore di  $y$  superiore a  $3y_{50}$ .

Se, invece,  $z$  risulta inferiore al valore di riferimento, il valore di  $p$  decresce linearmente dal valore  $0,72p_{ult}$  ad  $y = 3y_{50}$  al valore dato dalla seguente espressione ad  $y = 15y_{50}$  per poi rimanere costante.

$$p = 0,72p_{ult} \left( \frac{z}{z_r} \right)$$

L'andamento caratteristico della curva per la argille soffici è indicato in fig. 3.5.

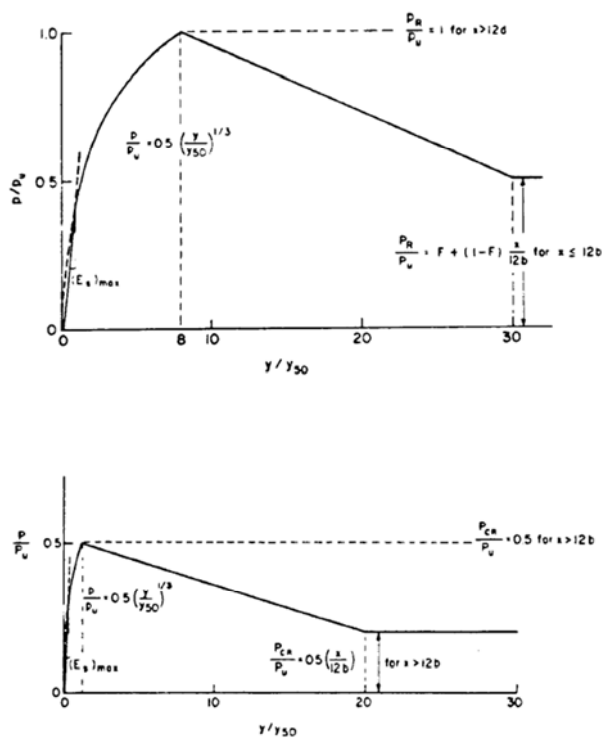


fig. 3.5

All'interno del programma *Seismostruct*, il comportamento ciclico ed il degrado del terreno sono considerati attraverso i parametri che vengono inseriti. Per questo motivo è stato scelto di impostare la curva relative alle argille seguendo il comportamento statico e considerando la schematizzazione API, tralasciando il caratteristico tratto decrescente appena descritto.

### 3.2- Curva di scarico e ricarico (SRC e GUC)

Le curve di ricarico e scarico (*unload-reload curves*) sono simili alla curva dorsale e vengono ricavate da essa attraverso un fattore di scala costante pari a 2. Tale fattore rappresenta una limitazione del modello ed esiste una formulazione (Pyke, 1979) che lo stima tenendo conto della forza all'inizio del ricarico e dello scarico:

$$k = 1 \pm \frac{p_{ur}}{p_f}$$

Dove  $p_{ur}$  e  $p_f$  sono rispettivamente la forza corrente e quella ultima ed i segni più (+) e meno (-) si riferiscono a scarico e ricarico. Le curve appena descritte prendono il nome di *general unload curve* (GUC) e *standard reload curve* (SRC).

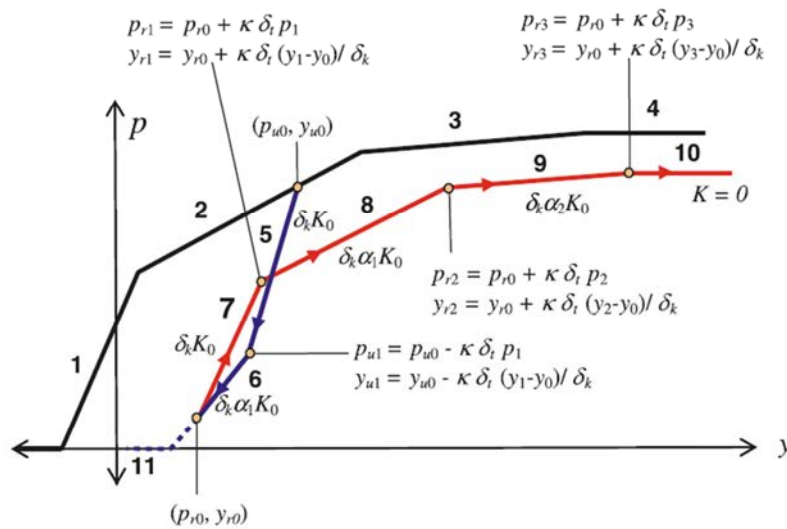


fig. 3.6: Schematizzazione delle SRC e GUC.

In fig. 3.6 sono riportate le curve SRC (i cui punti noti sono  $p_{r1}, y_{r1}; p_{r2}, y_{r2}; p_{r3}, y_{r3}$ ) e GUC ( $p_{u1}, y_{u1}$ ).

Le equazioni per determinare l'andamento della curva multilineare sono ricavabili dalle espressioni:

$$p'_i = \sum_{i=1}^j \delta_t (p_i - p_{i-1}) \quad y'_i = \sum_{i=1}^j \frac{\delta_t (p_i - p_{i-1})}{\delta_k} \quad j = \max(i) \quad \forall y_i \leq y, j \geq 0$$

Un'espressione diffusa per generare la curva SRC è quella sviluppata utilizzando una estesa serie di dati compilati da Long e Vanneste (1994) a seguito di test ciclici sulla sabbia. Gli esperimenti hanno evidenziato che il "soil cave-in" è collegato al tipo di carico e sulla base dei loro studi si può ricavare l'origine della curva SRC corrente (Allotey 2006):

$$y_{rl} = y_0 + h_L (y_{un} - y_0)$$

Dove  $h_L$  è una funzione iperbolica che dipende dai parametri di “soil cave-in”, da  $\Lambda$  e dal rapporto di carico ciclico  $\Phi_h$  (massima distanza mossa al minimo livello di forza per il caso di carico in due direzioni;  $\Phi_h = -1$  rappresenta due direzioni di carico, mentre  $\Phi_h = 0$  rappresenta un'unica direzione di carico).

$$h_L = \frac{1}{1 - \Lambda \Phi_h} \quad \Phi_h = \frac{y_{mx} - y_{un}}{y_m + y_{un} - 2y_0}$$

$y_{mx}$  è lo spostamento massimo per il livello minimo di forza applicata,  $y_{un}$  è il più basso valore di spostamento per il livello di forza minimo e  $y_0$  è il punto di origine della curva dorsale.

Il valore  $\Lambda = 0$  rappresenta l'assenza del fenomeno di “soil cave-in”, mentre quando si assume  $\Lambda = 5$  si ha il miglior adattamento della curva iperbolica ai dati di Long e Vanneste, come si può osservare in figura 3.7.

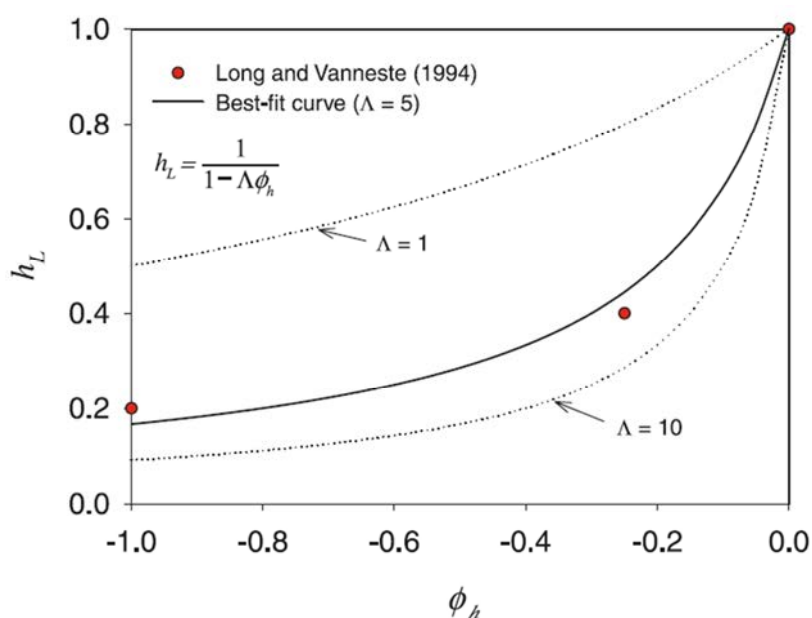


fig. 3.7

### 3.3- Curva diretta di ricarico (DRC)

La curva diretta di ricarico, detta *direct reload curve* (DRC), simula la reazione del terreno alla deformazione e al movimento della fondazione nella zona di allentamento (nella cosiddetta *slack zone*).

La curva DRC inizia immediatamente dopo un movimento corrispondente ad un livello minimo di forza alle estremità negative. Il ricarico nella *slack zone* è caratterizzato da una curva di incrudimento di forma convessa che è correlata ad un parametro di limitazione di forza  $0 \leq \lambda_f \leq 1$

che è riferito alla massima forza raggiunta e ad un parametro di forma  $0 \leq \lambda_s \leq 1$  che può essere usato per controllare la forma della curva. Questi parametri sono stati già indicati nel paragrafo 3.1 e nel caso di comportamento non-confinato o di formazione di un gap (pali in argilla rigida),  $\lambda_f = 0$  o  $\lambda_s = 0$ . Nel caso di risposta completamente confinata (pali in sabbia),  $\lambda_f = \lambda_s = 1$ .

Attraverso questa schematizzazione dell'interazione palo-terreno, è possibile tener conto sia del distacco fra i due elementi, che del riavvicinamento della fondazione. La fig. 3.8 indica due possibili curve SRC, indicate con A e con B.

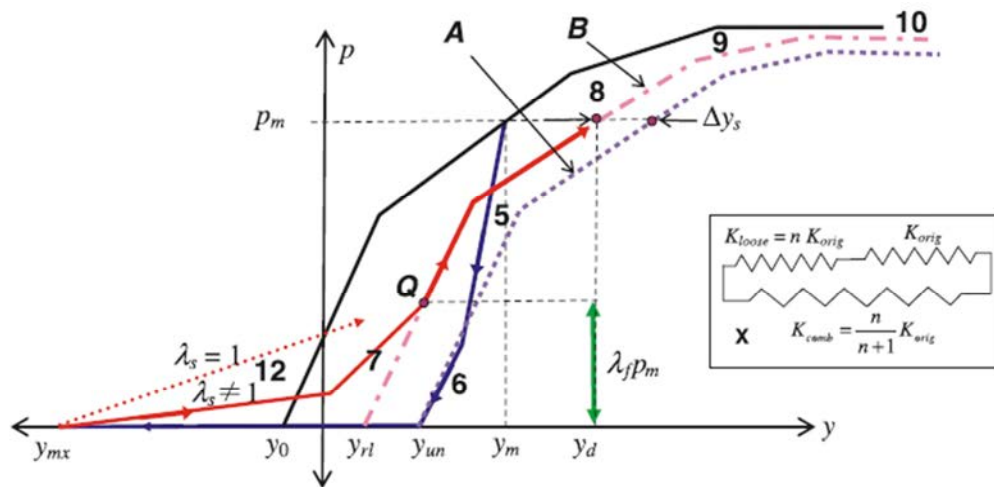


fig. 3.8

La curva A rappresenta la SRC per una fondazione che si muove fino a toccare il terreno da cui si era separata, nel punto dove è avvenuto il distacco. Ciò rappresenta un distacco stabile e si considera la sua chiusura prima che si possa avere un ricarico.

La curva B è traslata di un valore  $\Delta y_s$  a sinistra rispetto alla curva A e rappresenta il percorso di carico nel caso in cui ci sia del terreno che crolla all'interno della cavità formata ed è dipende dalla ricompressione del suolo di riempimento. Il comportamento incrudente può essere descritto attraverso due molle poste in serie: una molla sinistra rappresentativa del "soil cave-in" ed una molla destra riferita al suolo originale. Inizialmente il comportamento globale è regolato dal suolo sciolto e comprende la maggior parte delle deformazioni, portando ad un aumento della densità del terreno. La rigidità del suolo sciolto, quindi, aumenta, fino ad avvicinarsi a quella del suolo originale. Tuttavia, dato che il suolo compresso attraverso una pressione di confinamento simile a quella del terreno originale occupa un volume finito del gap formato, la risposta segue la curva B anziché la A. La DRC termina nel punto in cui interseca la SRC.

### 3.4- Modellazione del degrado ciclico

Il degrado ciclico  $D$  rappresenta il danno che si accumula durante i cicli di carico e scarico. L'incremento di danno  $\Delta D$  per il ciclo corrente si calcola nel seguente modo (Allotey, 2006):

$$\Delta D_{j,j-1} = \frac{1}{2N_f(S_i)} \quad S_i = S_{rj} - S_{rj-1}$$

dove  $N_f$  è il numero di cicli per giungere a rottura, mentre  $S_{rj}$  e  $S_{rj-1}$  rappresentano rispettivamente il rapporto di forza iniziale e finale per il corrente ciclo di carico. Il valore di  $N_f$  si ottiene dalla curva  $S-N$ , che esprime la condizione di rottura. Questa è definita dal rapporto di sforzo ciclico (stress) a  $N = 1$ , e dalla pendenza negativa della linea che esprime la condizione di rottura,  $\eta_{SN}$ . Due possibili configurazioni della curva che esprime la condizione di rottura sono definite tramite un modello logaritmo – logaritmo (SHARMA E FAHEY, 2003) e da un modello semilogaritmico (HYODO ET AL., 1994). Una funzione di degrado ellittica per valutare i fattori di degrado di resistenza e rigidezza è la seguente (Allotey, 2006):

$$\delta_\zeta = 1 + (\delta_{m\zeta} - 1)[1 - (1 - D)^{\theta_\zeta}]^{1/\theta_\zeta}$$

dove  $\zeta$  sta per  $k$  o  $t$  (e cioè indica i pedici che identificano i fattori di degrado, rispettivamente, di resistenza o rigidezza,  $\delta_k$  e  $\delta_t$ ),  $\delta_{m\zeta}$  è il minimo o massimo accumulo di degrado, e  $\theta_\zeta$  è il parametro che definisce la forma della curva.

La stima del degrado ciclico del suolo si basa su quantità fisiche ed è possibile individuare un certo range di variazione per i parametri di degrado del modello, assumendo che lo stesso degrado ciclico sia principalmente dovuto agli effetti di degrado del terreno in condizioni *free-field*. In tabella 3.4 sono indicati gli intervalli al variare del tipo di terreno.

Parametri	Range
<b>Saturated sand</b>	
$\eta_{SN}$	0.3-0.4
$S_i$	0.8-1.2
$\theta_k = \theta_t$	0.7-1.1
<b>Undrained clay</b>	
$\eta_{SN}$	0.07-0.15
$S_i$	1
$\theta_k$	1.5-2.5
$\theta_t$	0.75-0.95

tab. 3. 4

In tabella 3.5 sono riportati i valori dei parametri scelti per la sabbia e per l'argilla.

Parametri	Range
<b>Saturated sand</b>	
$\eta_{SN}(k_s)$	0.32
$S_1$	1
$\theta_k = \theta_t(e_k \text{ ed } e_s)$	0.9
$\delta_{mk} = \delta_{mt}(p_k \text{ e } p_s)$	0.1
<b>Undrained clay</b>	
$\eta_{SN}(k_s)$	0.12
$S_1$	1
$\theta_k(e_k)$	2.5
$\theta_t(e_s)$	1
$\delta_{mk}(p_k)$	0.7
$\delta_{mt}(p_s)$	1

**tab. 3. 5**

## 4- Caratteristiche del palo di progetto

In questo lavoro di tesi, la sezione del palo e la sua lunghezza sono costanti per ogni analisi svolta. Lo studio non prevede di valutare l'effetto dovuto al tipo di palo ed, in particolare, il rapporto fra la rigidezza dello stesso e quella del terreno, varia solamente al variare delle caratteristiche del suolo. La caratterizzazione del palo dal punto di vista degli elementi finiti è stata trattata nel capitolo 2, mentre di seguito sono riportate le caratteristiche fisiche che gli elementi frame rappresentano.

Il palo considerato è singolo, immersato in un terreno e con testa libera di ruotare e traslare. Il comportamento di un palo così vincolato potrebbe ricondursi ad un evento sismico agente sulla fondazione in un momento che precede la costruzione della sovrastruttura. La presenza della struttura in elevazione, infatti, impedirebbe la rotazione relativa fra palo e soletta di collegamento e non sarebbe possibile valutare gli spostamenti relativi alla testa del palo senza tener conto anche dell'interazione inerziale fra fondazione ed edificio.

Poiché l'analisi che si propone con questo lavoro di tesi riguarda la sola interazione cinematica, è stata trascurata la presenza di una struttura e di un possibile vincolo, in modo da confrontare lo spostamento effettivo del palo libero di muoversi, con quello che avrebbe avuto il terreno in condizioni di free field.

Nello specifico, il palo è rappresentato da una sequenza di elementi frame. Gli estremi di ognuno di essi coincidono con due nodi consecutivi definiti durante la modellazione. Gli assi locali che individuano l'elemento frame sono raffigurati in figura 4.1 e il posizionamento dell'elemento all'interno del modello fa sì che 1, 2, 3 coincidano rispettivamente con l'orientamento di  $-z$ ,  $y$ ,  $x$ .

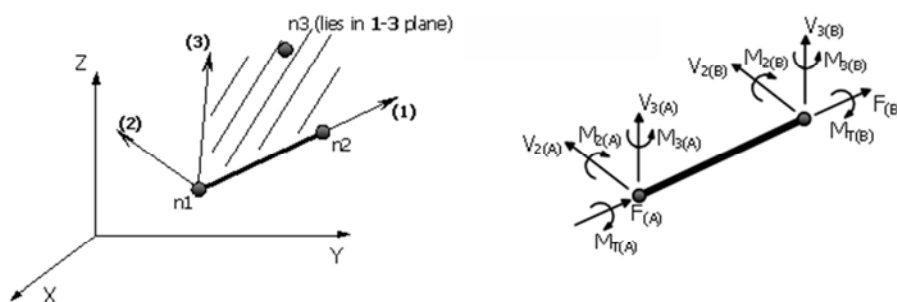


fig. 4. 1

Ai fini dell'analisi, si considera l'effetto di onde sismiche che si propagano verticalmente ma che agiscono solamente in direzione "x". Ciò sarebbe in contrasto con le caratteristiche di un sisma reale, che presenta componenti di accelerazione anche lungo gli altri assi, ma consente di individuare il comportamento puro del terreno lungo la direzione scelta.

Gli elementi link che vengono utilizzati, infatti, presentano una rigidezza infinita secondo le altre due direzioni e una rigidezza variabile secondo la direzione ( $3 \equiv x$ ). Il momento flettente non nullo risulta essere quello riferito all'asse  $2 \equiv y$ . In base alla disposizione del sistema di riferimento globale e locale, il momento flettente nell'estremo superiore dell'elemento frame (A) positivo tende le fibre del palo corrispondenti al lato delle "x" negative.

Il programma fornisce anche gli sforzi relativi all'estremo inferiore dell'elemento beam (B) che risulteranno, per la notazione di figura 4.1, di segno opposto e coincidenti con gli sforzi (A) dell'elemento successivo.

All'elemento beam sono associati un determinato materiale ed una determinata sezione, definiti nella modellazione in passaggi precedenti.

Al suo interno, il programma presenta una libreria che contiene le curve sforzo-deformazione di 11 diversi tipi di materiale fra cui è possibile selezionare quello desiderato. La classe del materiale fornisce le proprietà meccaniche dello stesso (come ad esempio resistenza e modulo elastico).

In particolare per definire il calcestruzzo è utilizzato il modello di Mander. Esso è un modello uniassiale nonlineare a confinamento costante che segue la legge costitutiva proposta da Mander et al. (1988) e le leggi cicliche proposte da Martinez-Rueda and Elnashai (1997). Gli effetti del confinamento forniti dall'armatura trasversale sono incorporati attraverso delle regole nelle quali si assume una pressione di confinamento costante attraverso l'intero campo di sforzi-deformazioni. Le caratteristiche meccaniche sono descritte in modo completo attraverso cinque parametri:

- $f_c$ , resistenza a compressione cilindrica del materiale;
- $f_t$ , resistenza a trazione del materiale che può essere stimata a partire dalla  $f_c$ , ed indica, una volta raggiunta, la perdita improvvisa di qualunque tipo di resistenza a trazione del cls;
- $E_c$ , modulo di elasticità che rappresenta la rigidezza iniziale del materiale;
- $\varepsilon_c$ , deformazione corrispondente al punto di picco dello sforzo non confinato.
- $\gamma$ , peso specifico del materiale.

Il fattore di confinamento dipende dalla disposizione delle staffe. Nel caso specifico sono state scelte delle staffe a spirale con passo di 25 cm.



Proprietà calcestruzzo C25/30	Valori
Resistenza caratteristica a compressione $f_c$ [MPa]	25
Resistenza a trazione $f_t$ [MPa]	0
Deformazione di picco $\varepsilon_c$ [m/m]	0,002
Fattore di confinamento $k_c$	1,151
Peso specifico [kN/m <sup>3</sup> ]	24,9

tab. 4. 1: Proprietà calcestruzzo

La figura 4.2 indica il modello implementato per definire il calcestruzzo.

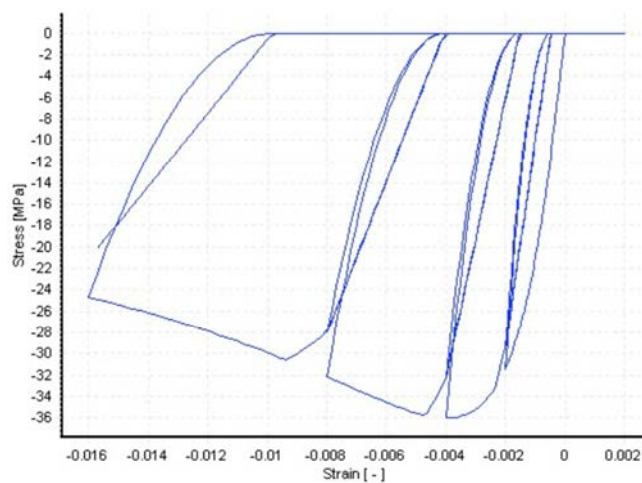


fig. 4. 2

L'acciaio per c.a., come descritto al § 7.6.1.2 delle NTC08 deve essere del tipo B450C e viene definito attraverso il modello uniassiale sforzo-deformazione bilineare con incrudimento cinematico. In questo modello il ramo elastico rimane costante durante le varie fasi di carico e la legge di incrudimento cinematico per la superficie di snervamento è assunta come una funzione lineare dell'incremento di deformazione plastica. Questo semplice modello presenta parametri di calibrazione facilmente identificabili e una buona efficienza computazionale. Le caratteristiche meccaniche del materiale sono definite tramite cinque parametri:

- $E$ , modulo di elasticità e cioè rigidità iniziale;
- $f_y$ , resistenza a snervamento;
- $\mu$ , parametro di incrudimento, definito dal rapporto fra la rigidità post-snervamento e quella iniziale elastica;
- $\varepsilon_{ult}$ , deformazione a rottura o per instabilità a carico di punta (buckling);
- $\gamma$ , peso specifico del materiale.

Proprietà acciaio B450C	Valori
Modulo di elasticità $E_s$ [kPa]	$2,1 \cdot 10^8$
Resistenza a snervamento $f_y$ [MPa]	450
Deformazione a rottura $\varepsilon_{ult}$	0,12
Parametro di incrudimento $\mu$	0,005
Peso specifico $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	78

tab. 4. 2: Proprietà acciaio per c.a.

La sezione del palo è indicata in fig 4.2. Il copriferro è pari a 2,5 cm e l'armatura è stata definita rispettando abbondantemente i limiti previsti secondo la normativa, nel punto 7.2.5 delle Norme Tecniche. I pali devono essere armati per tutta la loro lunghezza e l'area complessiva dell'armatura non deve essere inferiore allo 0,3% dell'area della sezione di cls.

$$A_{min} = 0,003 A_{cls} = 0,003 \pi r^2 = 2356,19 \text{ mm}^2 = 12 \Phi 16$$

L'armatura che viene utilizzata per le analisi è però maggiore, al fine di consentire la convergenza dell'analisi in ogni step di carico, evitando l'immediata plasticizzazione del palo. L'aumento dell'armatura comporta sia un maggior momento resistente che delle sollecitazioni maggiori nel palo a causa dell'incremento di rigidità (effetto che si verificherebbe anche aumentando il diametro).

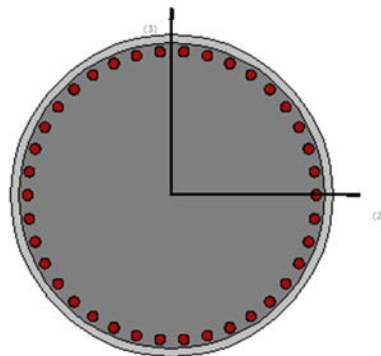


fig. 4. 3

Dal punto di vista geometrico il palo scelto presenta le caratteristiche riassunte in tabella 4.3:

<b>Caratteristiche palo di fondazione</b>	
diametro [m]	1
lunghezza [m]	20
$EJ_2 = EJ_3$ [kNm <sup>2</sup> ]	1263656,558
EA [kN]	20218504,920
Peso proprio sezione [kN/m]	21,179
armatura	38 $\Phi$ 32

**tab. 4. 3**



## 5- Scelta delle stratigrafie di riferimento

Le tipologie stratigrafiche che sono state considerate possono essere divise in due gruppi.

Nella prima parte dello studio, si esamina la tipologia già presentata in letteratura a seguito di una ricerca sperimentale eseguita da Dezi. Si tratta di una schematizzazione molto semplificata del sottosuolo, elemento che nella realtà non è né omogeneo, né conosciuto, in generale, in modo esaustivo nelle sue caratteristiche reali. Il palo singolo è immerso in un suolo composto da due strati di terreno aventi diversa rigidezza. L'analisi considera il diverso comportamento che si ha al variare della profondità a cui si trova l'interfaccia fra i due tipi di terreno.

La seconda parte dello studio si propone di evidenziare il tipo di comportamento che si presenta nel caso di una stratigrafia leggermente più complessa, dove le interfacce sono due. Questa analisi prevede di mantenere ad una profondità costante il terreno più rigido, entro cui si ammorsa il palo, e di variare lo spessore dei due strati più superficiali.

Il palo è immersato in un terreno che viene esteso fino ad una profondità di 30 m e che presenta una velocità di taglio maggiore rispetto al suolo superficiale, risultando più rigido. Nei paragrafi successivi vengono indicati i vari tipi di esperimenti svolti e le combinazioni delle grandezze di cui si valutano gli effetti.

La caratterizzazione del suolo attraverso le curve di decadimento del modulo di taglio  $G$  si estende oltre la lunghezza del palo fino a raggiungere la posizione dove è posto il bedrock (30 m nel caso delle analisi svolte). Questa estensione risulta necessaria per elaborare le accelerazioni di *free field* che devono essere applicate alle molle e che forniscono la *time history* del carico agente sulla fondazione profonda.

Inoltre la normativa (NTC2008) impone, ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, che la classificazione sia effettuata in base ai valori della velocità equivalente  $V_{s30}$  di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. Essa viene calcolata come:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_i}}$$

Dove:

$h_i$  è lo spessore dello strato  $i$ -esimo avente una determinata velocità di taglio;

$V_i$  è la velocità di taglio relativa all' $i$ -esimo strato in cui sono suddivisi i 30 m.

La normativa (NTC2008) individua delle categorie di sottosuolo alle quali far riferimento in base alla conoscenza dei primi 30 metri di suolo e sulla base delle quali definisce il tipo di analisi sismica. “*Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.3. In*

assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III).

- A *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di  $V_{s30}$  superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
- 
- B *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $NSPT_{,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina).
- C *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < NSPT_{,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < c_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina).
- D *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  inferiori a 180 m/s (ovvero  $NSPT_{,30} < 15$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} < 70$  kPa nei terreni a grana fina).
- E *Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m*, posti sul substrato di riferimento (con  $V_s > 800$  m/s).
- 

**tab. 5. 1:** “Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo”

Le diverse tipologie di terreno considerate si differenziano per il valore della velocità delle onde di taglio da cui vengono caratterizzate, che sono ipotizzate pari a  $V_s=800 / 400 / 200 / 100$  m/s.

In questo modo si può valutare l'effetto, sulla risposta del palo, di un rapporto di impedenza variabile fra gli strati, nell'intento di simulare una possibile conformazione reale del suolo. In base alla stratigrafia considerata, viene anche definita il tipo di categoria di appartenenza del sottosuolo in esame.

In letteratura sono presenti gli effetti di diverse caratteristiche, fra cui il rapporto fra la rigidezza dei diversi terreni, il diverso diametro, il tipo di vincolo a cui è sottoposto il palo in superficie e il contrasto di rigidezza fra palo e terreno Sica, Mylonakis e Simonelli (2010).

## 5.1- Unico strato sopra al piano rigido

La prima tipologia di analisi prevede una serie di 15 analisi e considera, al di sopra del suolo più rigido, un unico tipo di terreno.

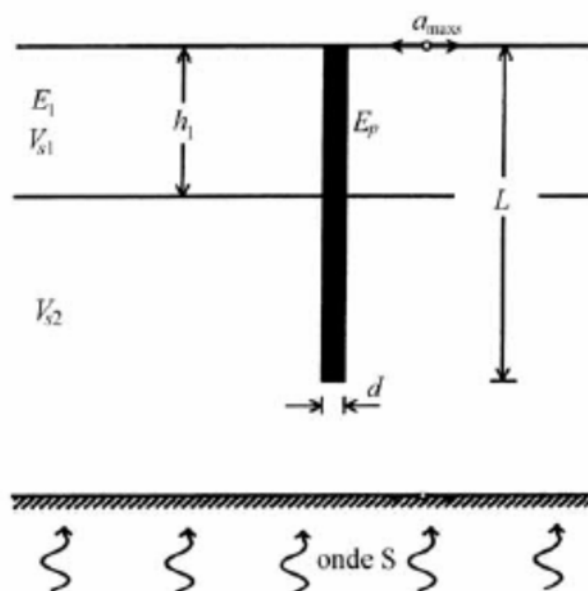
Tale schematizzazione è tipica delle prove classificate come S1, S2, S3, S4, S5 ed S6. Queste prove possono, a loro volta, essere raggruppate in base al terreno dove è immersato il palo. Si considerano infatti due terreni aventi, nei primi tre casi, velocità di taglio  $V_s = 800$  m/s e, negli ultimi tre,  $V_s = 400$  m/s.

All'interno di ciascun gruppo (S1-S3 ed S4-S5), il terreno in profondità non varia, mentre quello superficiale assume, a seconda del caso, diversi valori.

Un ulteriore parametro considerato è lo spessore del deposito di terreno. Per ogni tipologia di materiale, infatti, sono state considerate tre differenti posizioni per l'interfaccia fra i due terreni.

I depositi considerati si differenziano per la velocità delle onde di taglio che li attraversano, essa assume i valori  $V_s = 400 / 200 / 100$  m/s. In questo modo si può valutare l'effetto, sulla risposta, della variazione del rapporto fra le rigidezze di due terreni adiacenti.

Il suolo, come anticipato, è caratterizzato da uno spessore  $h$ , un peso specifico  $\gamma$  e una certa velocità di taglio  $V_s$  e i casi considerati sono elencati in tabella 5.2.



CASO	Spessore strato	$V_s$	Terreno in profondità	$V_{s30}$ [m/s]	Categoria suolo	$\gamma$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\Phi$ [°]	$C_u$
S1	8	100	$V_s = 800$ m/s $\gamma = 22,5$ kN/m <sup>2</sup> $\Phi = 37^\circ$	279,07	C	18	-	$0,22 \sigma'_v$
		200		444,44	B	19	33	-
		400		631,58	B	20	35	-
S2	15	100		177,78	D	18	-	$0,22 \sigma'_v$
		200		320,00	C	19	33	-
		400		533,33	B	20	35	-
S3	18	100		153,85	D	18	-	$0,22 \sigma'_v$
		200		285,71	C	19	33	-
		400		500,00	B	20	35	-
S4	8	100	$V_s = 400$ m/s $\gamma = 20$ kN/m <sup>2</sup> $\Phi = 35^\circ$	222,22	C	18	-	$0,22 \sigma'_v$
		200		315,79	C	19	33	-
S5	15	100		160,00	D	18	-	$0,22 \sigma'_v$
		200		266,67	C	19	33	-
S6	18	100		142,86	D	18	-	$0,22 \sigma'_v$
		200		250,00	C	19	33	-

tab. 5. 2: Stratigrafie considerate

Il terreno di minor rigidezza ( $V_s = 100$  m/s) è associato ad un'argilla la cui resistenza al taglio non drenata  $C_u$  è variabile con la profondità  $z$  attraverso la relazione che lega  $C_u$  alla tensione effettiva verticale, anch'essa funzione di  $z$  attraverso la relazione semplificata:

$$C_u = 0,22 \sigma'_v$$

Per poter individuare la curve p-y che rappresentassero al meglio il comportamento del terreno, la resistenza  $C_u$  è stata calcolata ad ogni metro. Tenendo conto delle caratteristiche tipiche di un suolo argilloso, si può associare un certo grado di sovraconsolidazione ai metri di deposito che si trovano più in superficie. È stato quindi considerato un OCR pari a 3 ad un primo strato di 3 m.

La resistenza assume, nella zona sovraconsolidata, caso i valori dati da:

$$C_u = 0,22 \sigma'_v OCR^{0,8}$$

Gli altri tipi di suolo considerati, sono invece considerati delle sabbie più o meno sciolte e seguono le curve p-y tipiche dei terreni granulari ed individuate con il procedimento esposto nel capitolo 3.

La valutazione del comportamento del palo in esame immerso nel terreno e sottoposto al sisma, viene fatta attraverso l'involuppo del momento flettente massimo e dello spostamento massimo. In



presenza di una variazione di terreno, il diagramma del momento flettente è caratterizzato da un picco in corrispondenza dell'interfaccia e da una distribuzione abbastanza uniforme lungo il resto del palo. L'attenzione sarà quindi focalizzata sul comportamento del palo all'interfaccia fra il suolo rigido ed il deposito sovrastante al variare sia del tipo di terreno che della geometria della stratigrafia.

Il momento flettente a causa delle condizioni di vincolo imposte al palo risulta sempre nullo nei due estremi del palo stesso. Si può inoltre notare che i diagrammi di involuppo, data la natura ciclica dell'azione sismica, sono tendenzialmente simmetrici, ma si preferisce riportarli in modo completo. In alcuni casi, infatti, la simmetria non è sempre verificata ed i picchi possono risultare asimmetrici. Questa irregolarità è dovuta al fatto che il sisma reale non ha un andamento regolare.

### **5.1.1 Influenza della profondità del terreno rigido**

In riferimento al palo esaminato, un primo confronto può essere eseguito considerando singolarmente ciascun materiale che compone il deposito superficiale ed osservando come varia lo sforzo sul palo all'aumentare della profondità dell'interfaccia.

La prima comparazione riguarda i casi S1, S2 ed S3 nei quali il terreno su cui poggia il deposito è quello caratterizzato da  $V_s = 800$  m/s, con una rigidità che si avvicina quindi a quella del bedrock, posto in tutte le analisi a 30 m di profondità.

I diagrammi che seguono riassumono i risultati ottenuti, rispettivamente, per le coppie di terreni aventi  $V_{s1}/V_{s2} = 100/800$ ,  $200/800$  e  $400/800$ . Ciascun grafico si riferisce quindi ad una specifica coppia di velocità di taglio e raggruppa i risultati ottenuti per diversi valori dello spessore del deposito,  $h$ .

Adottando questo tipo di confronto, si individua il comportamento di uno specifico terreno al variare dell'estensione dello stesso.

### 5.1.1.1 Stratigrafia $V_{s1}/V_{s2} = 100/800$

La figura 5.1 indica l'andamento dell'involuppo del momento flettente nel caso di rapporto di impedenza  $V_{s1}/V_{s2} = 100/800$ .

Il comportamento di un deposito avente le caratteristiche tipiche di un terreno sciolto presenta una diminuzione, seppur minima, del massimo di momento al crescere di  $h$ . Questo risultato non è conforme ai risultati che si trovano in letteratura, che presentano, mantenendo costante il rapporto fra le rigidezze, una crescita del picco di momento all'aumentare della distanza dell'interfaccia dalla superficie.

È importante notare che, quando lo spessore del deposito diventa consistente, il momento flettente all'interfaccia, al crescere di  $h$ , rimane quasi invariato. Nel caso in cui  $h$  è pari 15 e 18 m, infatti, lo sforzo flettente sul palo non varia molto.

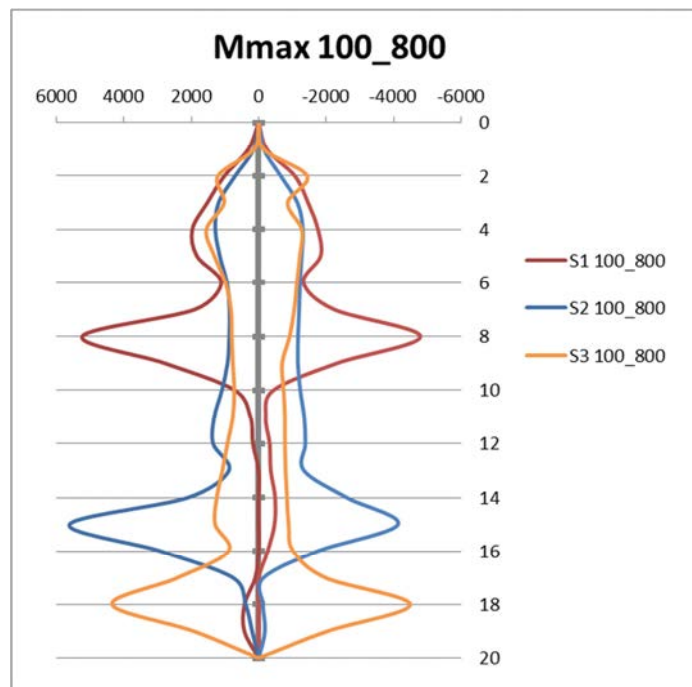


fig. 5. 1: Involuppi del momento flettente al variare della profondità dello strato rigido ( $V_{s1}/V_{s2} = 100/800$ )

Alcune osservazioni possono essere fatte riguardo allo stato di sollecitazione presente nella parte di palo immersa nel terreno soffice.

La zona che si trova al di sopra dell'interfaccia presenta un ulteriore picco di momento quando  $h$  è pari ad 8 m (*caso S1*). Quando la variazione di terreno si trova vicino alla superficie le accelerazioni del sisma subiscono probabilmente delle variazioni significative a causa della riflessione e generano degli sforzi più marcati sulla fondazione. Il picco secondario, meno importante e meno concentrato, è tipico dei terreni meno rigidi. Al crescere di  $h$  esso tende a scomparire, rendendo i diagrammi più uniformi. Infatti lungo il palo, quando il terreno rigido si

trova più in profondità (*caso S2, caso S3*), è possibile notare un andamento costante del momento, i cui valori rimangono abbastanza bassi rispetto al picco nell'interfaccia.

Nel caso *S1* ed *S2* la sollecitazione nella zona sottostante il cambio di terreno è invece praticamente nulla. Nei 2 m di palo adiacenti all'interfaccia si ha una diminuzione abbastanza rapida dello sforzo. Non essendoci però un calo brusco, il *caso S3* presenta un momento nullo solo sulla punta del palo. Infatti, la parte di palo che si trova all'interno del terreno più rigido, quando  $h$  è pari a 18 m, risente della presenza dell'interfaccia ed è più sollecitata.

Per descrivere il comportamento del caso  $V_{s1}/V_{s2} = 100/800$ , è opportuno confrontare anche gli spostamenti massimi del palo immerso in un suolo di tali caratteristiche.

In figura 5.2 sono rappresentati gli spostamenti massimi del palo durante l'applicazione dell'azione sismica. Per ciascun nodo è stato riportato lo spostamento relativo dello stesso rispetto ad un punto che si trova ad una profondità di 20 m ed al quale sono applicate le accelerazioni.

L'involuppo degli spostamenti massimi presenta un discreto grado di simmetria, tenuto conto della natura irregolare della sollecitazione sismica.

Il terreno considerato, di bassa rigidità, consente degli spostamenti in testa al palo che aumentano mano a mano che l'interfaccia si sposta in basso. Quando lo strato caratterizzato da  $V_s = 800$  m/s è profondo, il palo ha a disposizione uno strato maggiore entro cui deformarsi e la sommità del palo, raggiunge punti più distanti dalla sua posizione originaria. Si può notare che, nel lato delle  $x$  positive, il *caso S3* presenta un valore molto vicino a quello del caso *S2*. Ciò può essere dovuto ad una irregolarità delle accelerazioni.

In seguito si valuta lo stesso effetto dello spessore del deposito riferendosi agli altri due materiali considerati nelle analisi.

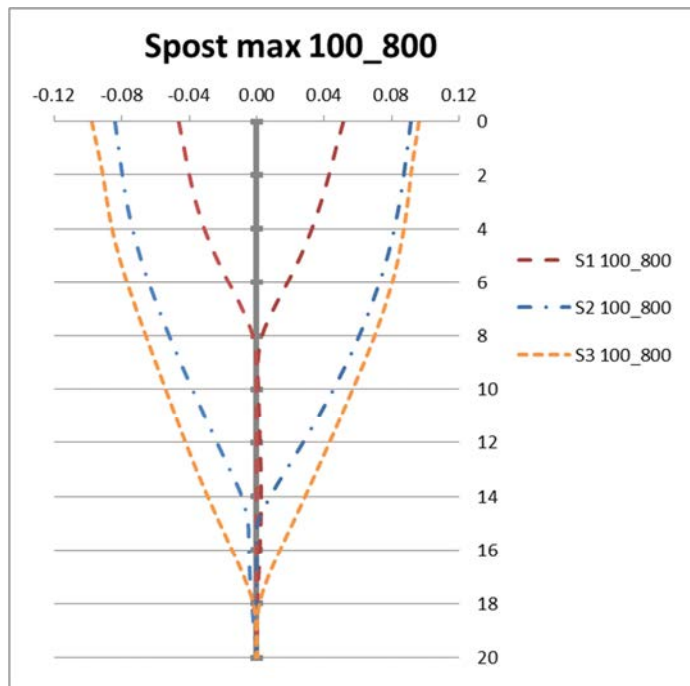


fig. 5. 2: Involupi dello spostamento al variare della profondità dello strato rigido ( $V_{s1}/V_{s2} = 100/800$ )

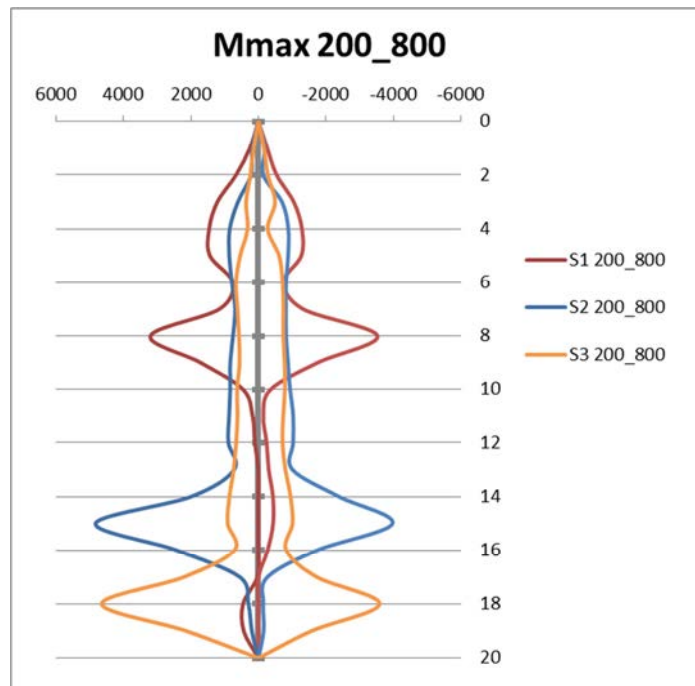
### 5.1.1.2 Stratigrafia $V_{s1}/V_{s2} = 200/800$

La valutazione dello sforzo flettente e degli spostamenti del palo viene eseguita ora considerando un deposito caratterizzato da una velocità di taglio leggermente superiore, tipica di una sabbia sciolta.

La figura 5.3 si riferisce all'involuppo del momento flettente nel caso di rapporto  $V_{s1}/V_{s2} = 200/800$ .

Anche in questo caso quando lo spessore del deposito supera un certo valore, il momento flettente all'interfaccia rimane praticamente costante. I picchi di flessione a 15 e 18 m sono quasi coincidenti.

Il terreno  $V_s = 200$  m/s, a differenza di quello più sciolto, segue i comportamenti esposti in letteratura. Il picco all'interfaccia risulta infatti più elevato quando la profondità alla quale si trova la stessa aumenta.



**fig. 5. 3:** Involuppi al variare della profondità dello strato rigido ( $V_{s1}/V_{s2} = 200/800$ )

Sono stati trovati dei risultati coerenti con la letteratura anche per quanto riguarda lo stato di sollecitazione all'interno del deposito di sabbia sciolta. Nella zona dove si estende il terreno superficiale si possono osservare i seguenti fenomeni.

In presenza di un cambio di terreno abbastanza prossimo alla superficie l'involuppo tende ad essere caratterizzato da un picco di momento secondario, meno brusco di quello dovuto al cambio di rigidità. Nello specifico questo effetto è ben visibile nel *caso S1* ed è tipico delle stratigrafie aventi un deposito di spessore limitato. Tale comportamento è meno evidente rispetto a quando il deposito ha una velocità di taglio pari a  $V_s = 100$  m/s e si riduce al crescere della profondità  $h$ .

Lungo il palo, quando il terreno rigido si trova a profondità maggiori (*caso S2*, *caso S3*), l'andamento del momento è più omogeneo e con valori inferiori rispetto al picco nell'interfaccia.

Allo stesso modo che per il caso trattato in 5.1.1.1, il terreno rigido presente nella parte inferiore del palo impedisce che esso si fletta e lo induce a spostarsi in modo indeformato assieme al terreno stesso.

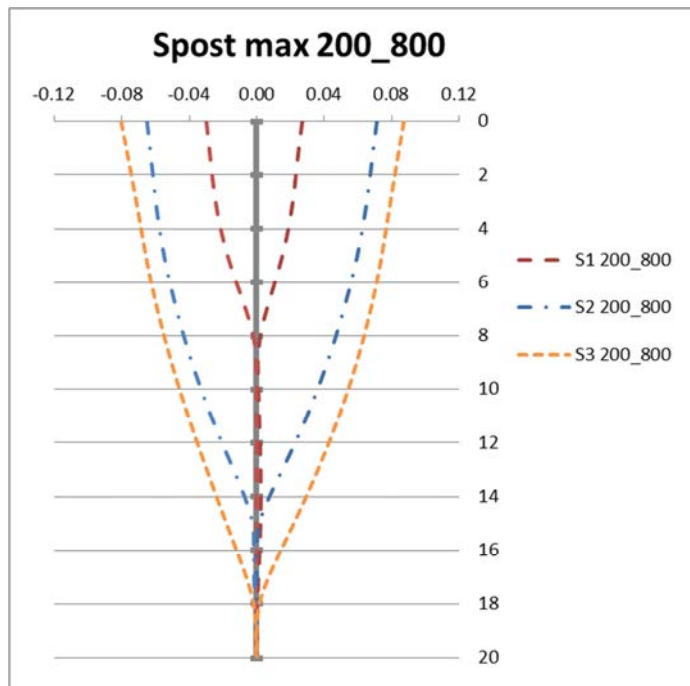


fig. 5. 4: Involupi dello spostamento al variare della profondità dello strato rigido ( $V_{s1}/V_{s2} = 200/800$ )

La figura 5.4 mostra un aumento dello spostamento in testa e lungo il fusto, al crescere della profondità dell'interfaccia, in accordo con quanto visto per il caso  $V_s = 100$  m/s. Maggiore è lo spessore del deposito e più il palo è libero di muoversi nell'una e nell'altra direzione in modo quasi totalmente simmetrico. Si evince che, a prescindere dal tipo di suolo, l'effetto che fa crescere il moto del palo sottoposto al sisma è la distanza del piano rigido dalla superficie. A differenza di quanto visto per l'argilla, però, la crescita dello spostamento si verifica in entrambe le direzioni ( $x$  positive ed  $x$  negative). È interessante notare come però la differenza di spostamento, al variare di  $h$ , è un po' meno marcata nel caso in esame. Si nota quindi l'effetto dato dalla rigidezza, seppur di poco, maggiore.

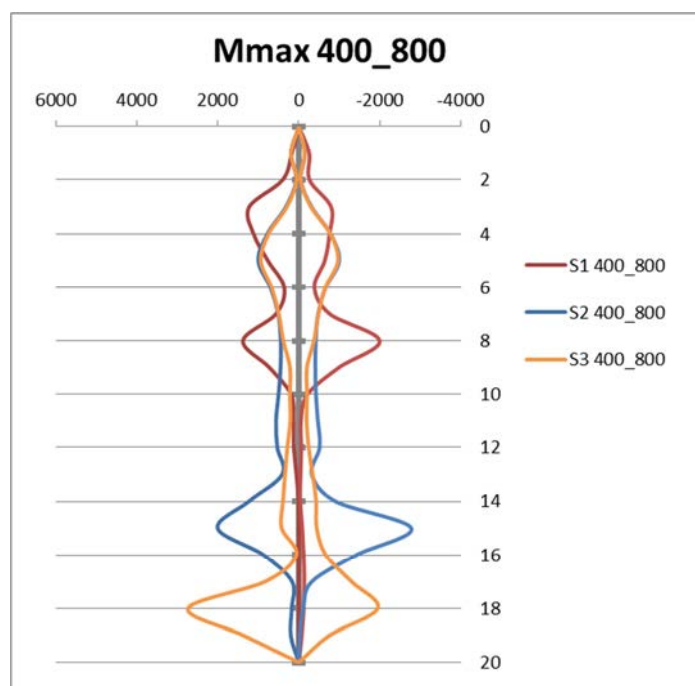
### 5.1.1.3 Stratigrafia $V_{s1}/V_{s2} = 400/800$

Nel caso di un palo immerso in un suolo avente caratteristiche più rigide rispetto ai due casi precedenti, tipiche di una sabbia mediamente densa, lo sforzo flettente è raffigurato in figura 5.5. L'involuppo del momento, rispetto ai casi precedenti presenta un andamento leggermente più asimmetrico.

Il comportamento globale è comunque il medesimo. In corrispondenza del cambio di rigidezza è presente un picco di momento. Il terreno  $V_s = 400$  m/s si comporta come quello avente  $V_s = 200$

m/s in quanto, aumentando lo spessore  $h$ , il momento di picco cresce. Risulta complicato confrontare lo sforzo relativo ai casi  $S2$  ed  $S3$ . Esso è sfalsato e raggiunge, seppur in fibre opposte, la stessa ampiezza.

Anche diminuendo la differenza di rigidezza fra i due terreni ( $V_{s1}/V_{s2} = 400/800$ ), nel caso  $S1$  è presente un secondo picco dovuto alla vicinanza dell'interfaccia e del piano campagna. L'andamento dell'involuppo lungo il palo è invece omogeneo nei tratti lontani dal cambio di terreno, quando il cambio stesso si trova abbastanza in profondità.



**fig. 5. 5:** Involuppi al variare della profondità dello strato rigido ( $V_{s1}/V_{s2} = 400/800$ )

Gli spostamenti massimi ai quali è soggetto il palo sono rappresentati in figura 5.6. Si può rilevare un elevato grado di simmetria e, come nel caso con  $V_s = 200$  m/s, risultano superiori mano a mano che la variazione di impedenza del terreno è posta più in profondità. Nonostante il terreno sia più rigido rispetto ai casi precedenti, il palo ha, comunque sempre, la possibilità di spostarsi maggiormente al crescere dello spessore del deposito. La differenza fra gli spostamenti, al variare del deposito, è però inferiore rispetto a quella rappresentata nelle figure precedenti.

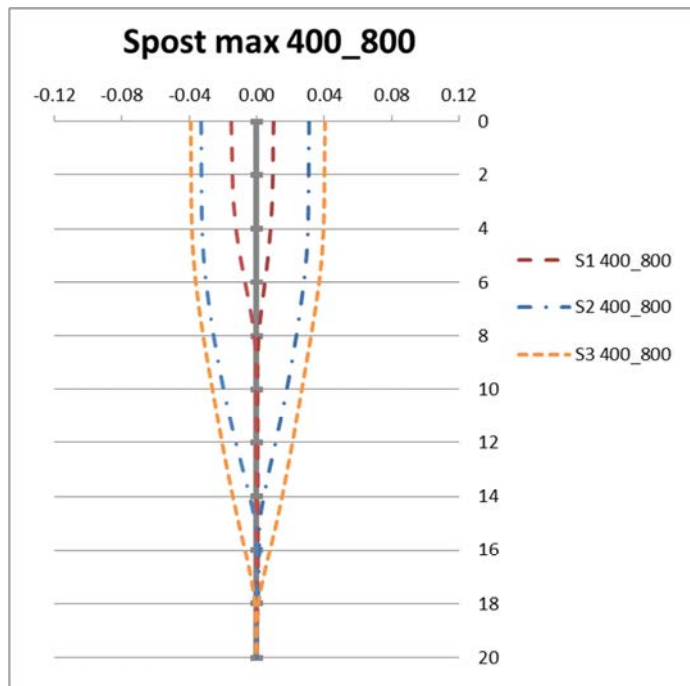


fig. 5. 6: Involupi dello spostamento al variare della profondità dello strato rigido ( $V_{s1}/V_{s2} = 400/800$ )

Si osserva quindi che il moto a cui è soggetto il palo risente sempre del tipo di stratigrafia considerata ma in modo minore, in quanto, approfondendo l'interfaccia, la differenza fra gli spostamenti caratterizzati da una diversa  $h$ , è inferiore.

Il comportamento che rimane invariato nonostante ci sia una modifica della rigidità in superficie è dovuto al terreno rigido che, in profondità, impedisce al palo in esso immerso di avere spostamenti relativi differenti ed impone un moto rigido.

### 5.1.2 Influenza del tipo di terreno

Dopo aver valutato la diversa risposta del palo immerso in un determinato tipo di terreno, al variare della profondità dello strato rigido, si passa a considerare singolarmente le varie stratigrafie adottate. In questo modo è possibile mettere a confronto il comportamento tipico di ogni deposito.

Vengono trattati i casi S1, S2 ed S3 nei quali il terreno su cui poggia il deposito è quello caratterizzato da  $V_s = 800$  m/s, tipico di un palo immorsato in un substrato roccioso.

I diagrammi adottati per valutare l'effetto della diversa rigidità del suolo riassumono i risultati ottenuti, rispettivamente, per un deposito avente spessore  $h$  pari a 8, 15 e 18 m.

Ciascun grafico si riferisce quindi ad una specifica stratigrafia e raggruppa i risultati ottenuti per diversi terreni.



### 5.1.2.1 Stratigrafia S1 (h=8 m)

La figura 5.7 indica l'andamento dell'involuppo del momento flettente nel caso di interfaccia posta ad 8 m dal piano campagna per i terreni aventi  $V_s = 100, 200$  e  $400$  m/s.

Al variare della rigidezza del deposito è possibile osservare che la forma dell'involuppo non varia. È sempre presente un picco marcato all'altezza dell'interfaccia e si nota un ulteriore aumento del momento massimo nella zona sovrastante. Questo effetto è dato dalla vicinanza alla superficie e decresce all'abbassarsi del cambio di suolo.

È stato evidenziato in precedenza il fatto che la parte di palo immersata nel terreno rigido risulta praticamente priva di sforzo essendo bloccata al suo interno e priva di deformazioni.

Si nota che, al variare di  $V_s$  l'involuppo presenta valori differenti. Come atteso, al crescere della differenza di rigidezza fra il materiale superficiale e quello sottostante, gli sforzi massimi flettenti a cui è soggetto il palo sono maggiori. Tale comportamento è in accordo con quanto presente in letteratura.

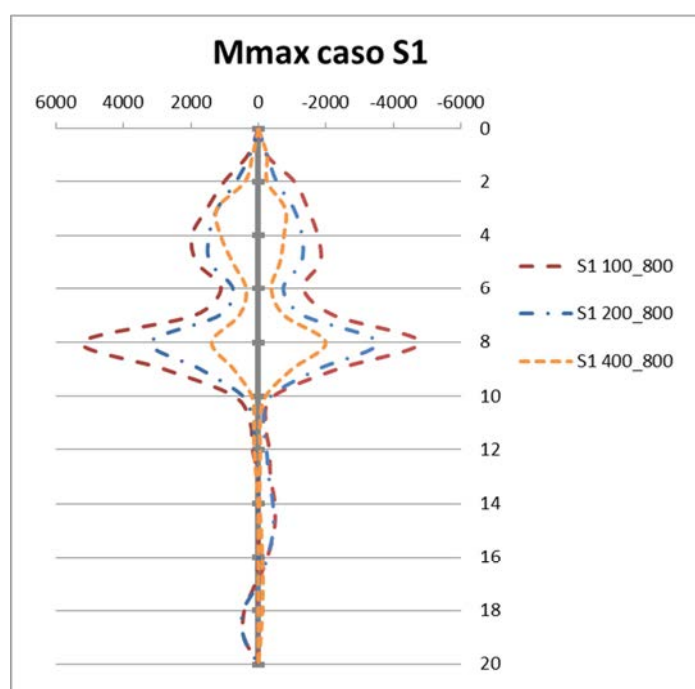


fig. 5. 7: Involuppi al variare del tipo di terreno ( $h = 8$  m)

Anche da un punto di vista degli spostamenti è possibile valutare il modo in cui la rigidezza del terreno influenza i risultati. In figura 5.8 sono riportati gli spostamenti relativi massimi al variare di  $V_s$ .

Il diagramma evidenzia un comportamento abbastanza simmetrico in riferimento alle  $x$  negative e positive. Lo spostamento massimo dei punti in superficie e lungo i primi 8 m di palo è maggiore nei terreni più soffici. I depositi con rigidezza più elevata costringono il palo ad un moto ridotto.

Ciò potrebbe essere dovuto al fatto che il terreno, avendo una rigidezza maggiore, limita il movimento del palo immerso al suo interno.

È possibile notare che un maggior spostamento rispetto alla parte immersa comporta una deformazione maggiore del palo e induce su di esso uno sforzo superiore. Tale aspetto è chiaramente evidenziato dalle figure 5.5 e 5.6 dove il terreno avente  $V_s = 100$  m/s presenta massimo valore sia di picco del momento che di spostamento relativo. Lo sforzo crescente all'aumentare della differenza di rigidezza è dovuto al salto di deformazione fra i punti del palo nella zona bloccata e quelli, più liberi di muoversi, appena al di sopra dell'interfaccia.

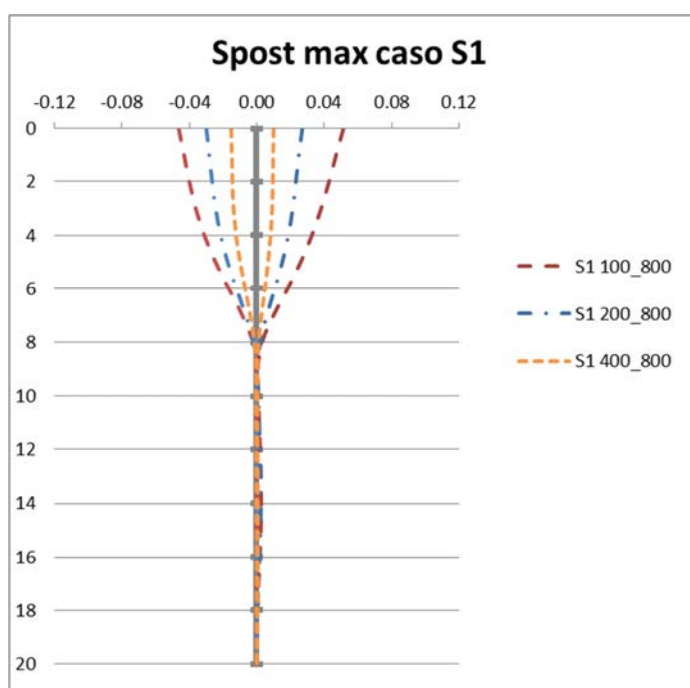


fig. 5. 8: Inviluppi degli spostamenti massimi al variare del tipo di terreno ( $h = 8$  m)

### 5.1.2.2 Stratigrafia S2 ( $h = 15$ m)

La figura 5.9 indica l'andamento dell'involuppo del momento flettente nel caso di interfaccia posta ad 15 m dal piano campagna per i terreni aventi  $V_s = 100, 200$  e  $400$  m/s.

Al variare della rigidezza del deposito è possibile osservare che la forma dell'involuppo nella zona al di sotto dei 6 metri non varia. Il momento si mantiene attorno ad un valore basso lungo il fusto ed è presente il classico picco all'interfaccia.

L'andamento dei momenti nella parte superiore del palo è omogeneo poiché il cambio di impedenza si trova ad una distanza abbastanza elevata dalla superficie.

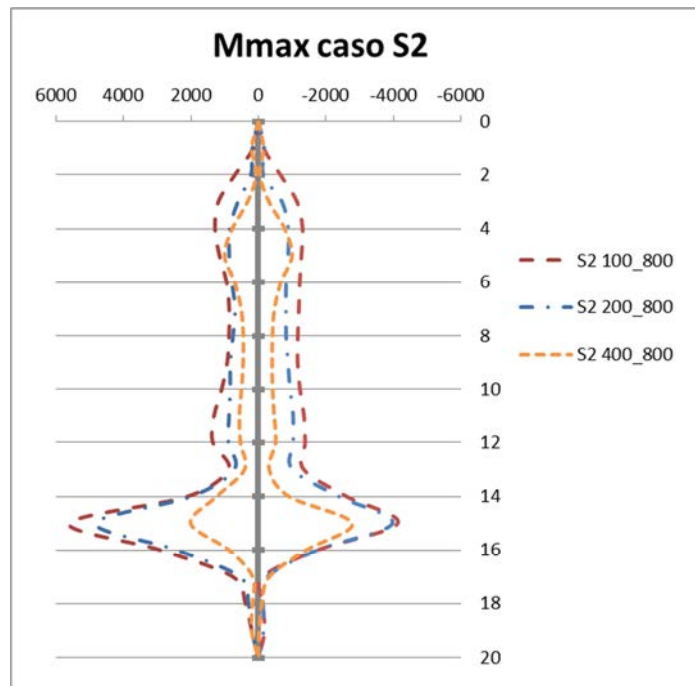


fig. 5. 9: Involuppi al variare del tipo di terreno ( $h= 15\text{ m}$ )

Lo sforzo di picco subisce, in questo caso, minori variazioni rispetto alla stratigrafia *S1* se si concentra il confronto fra i terreni con  $V_s= 100$  e  $200\text{ m/s}$ , nonostante il primo presenti dei valori leggermente superiori. Questo aspetto potrebbe riguardare la maggior distanza dell'interfaccia dal piano campagna, e si può ricondurre a ciò che è stato evidenziato per i terreni trattati nel 5.1.1 e cioè che, sotto i  $15\text{ m}$ , il momento non cambia. Risulta comunque inferiore il momento relativo al deposito  $V_s= 400\text{ m/s}$ . Quindi, in terreni poco rigidi, quando la profondità del cambio di terreno è elevata, il palo subisce circa lo stesso sforzo.

L'involuppo degli spostamenti massimi è rappresentato in figura 5.10. Le stesse considerazioni fatte per il caso in cui  $h$  è pari ad  $8\text{ metri}$  possono essere riprese.

Il comportamento è omogeneo anche nel caso di  $h= 15\text{ m}$ . Il deposito più rigido consente un moto ridotto e il distacco fra una curva e l'altra, maggiore che nel caso *S1*, evidenzia l'effetto dato dall'approfondimento dell'interfaccia.

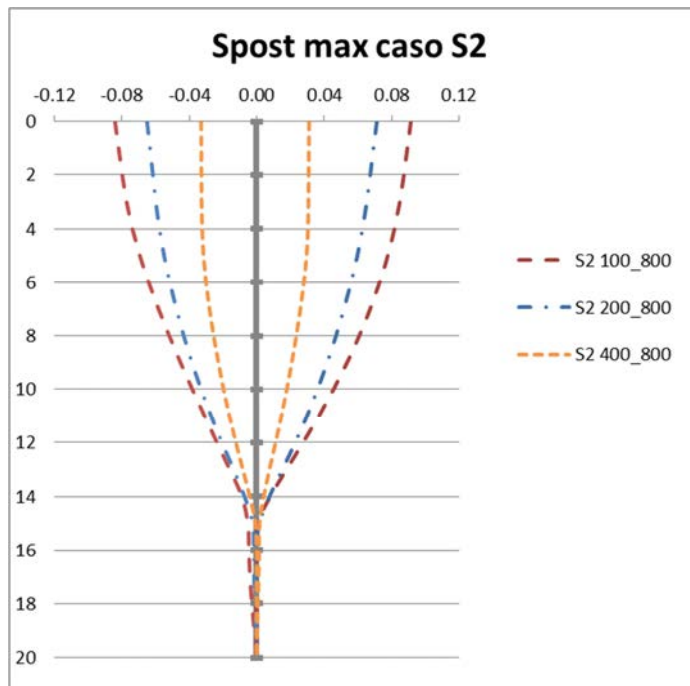


fig. 5. 10: Involupi degli spostamenti massimi al variare del tipo di terreno ( $h= 15 m$ )

### 5.1.2.3 Stratigrafia S3 ( $h=18 m$ )

L'involuppo dello sforzo flettente, nel caso in cui l'interfaccia si trova alla profondità più elevata considerata nelle analisi è riportato in figura 5.11.

Il picco, come nei casi precedenti, si trova a livello dell'interfaccia. Nel caso in cui  $V_s= 400 m/s$  il valore del massimo momento in questa zona, è inferiore rispetto agli altri due terreni. La differenza di sforzo di picco che si ha fra il deposito  $V_s= 100 m/s$  e  $V_s= 200 m/s$  è, come nel caso S2, una variazione poco importante se confrontata con quella presente nel caso S1, dove incide sicuramente di più il tipo di terreno considerato.

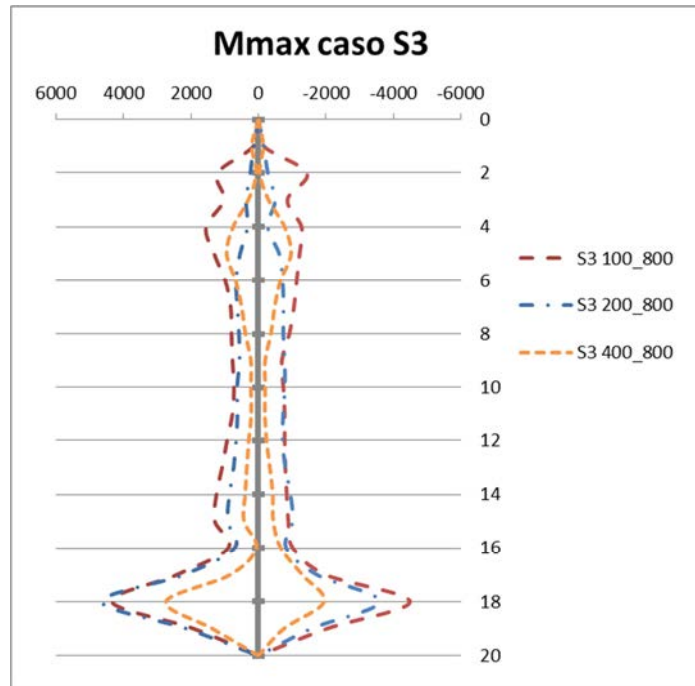


fig. 5. 11: Involupi al variare del tipo di terreno ( $h= 18 m$ )

In figura 5.12 sono riportati gli involupi degli spostamenti, al variare del terreno, quando  $h$  è pari a 18 metri.

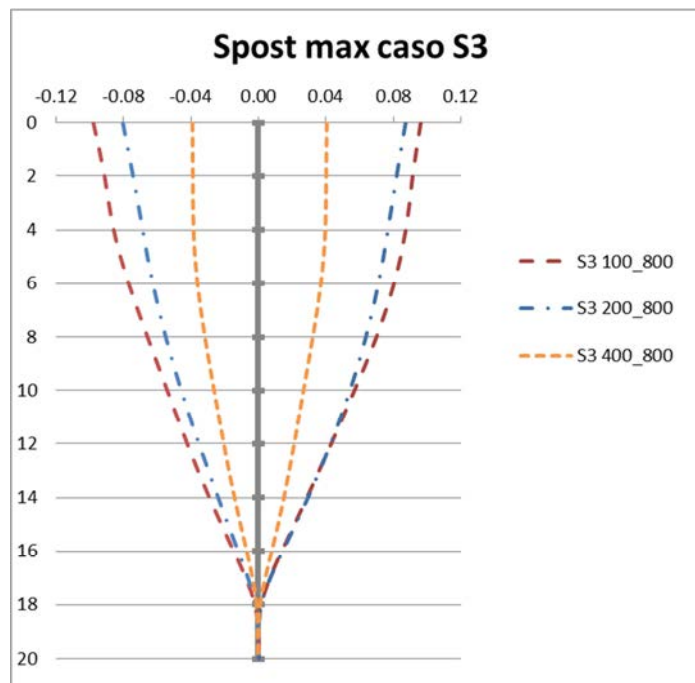


fig. 5. 12: Involupi degli spostamenti massimi al variare del tipo di terreno ( $h= 18 m$ )

Gli spostamenti massimi raggiunti dal palo nel caso S3 sono di poco maggiori a quelli ottenuti nel caso S2. L'aumento è inferiore rispetto a quello che si ha passando dal caso S1 al caso S2 e ciò è

certamente dovuto al fatto che la distanza dalla superficie del punto in cui il palo può iniziare a deformarsi varia di soli 3 metri.

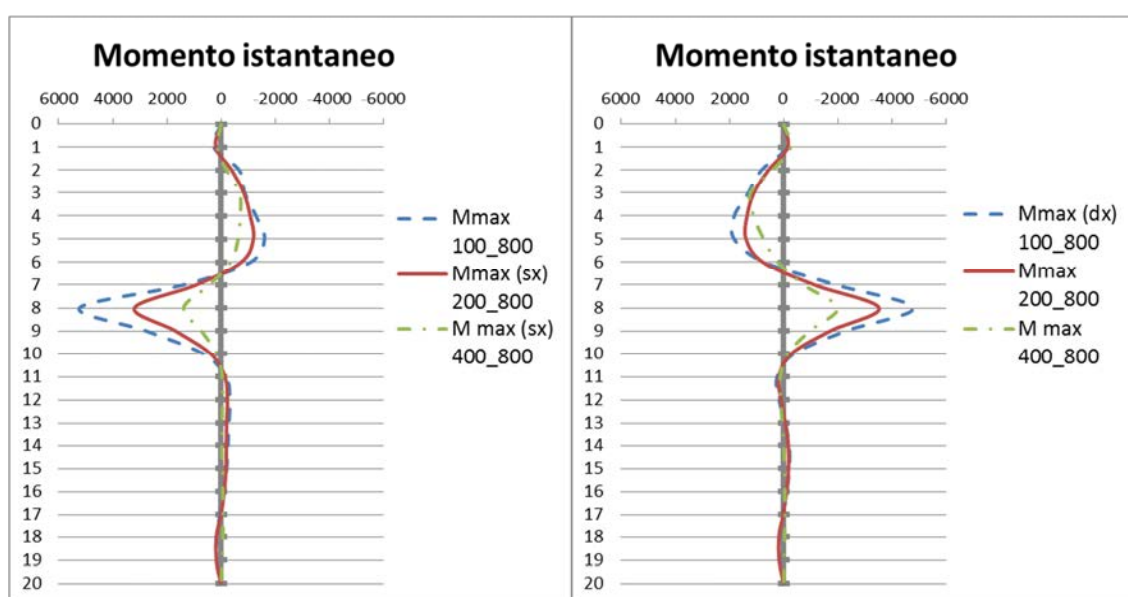
Considerando i terreni con  $V_s = 200$  m/s e con  $V_s = 400$  m/s, il loro spostamento si incrementa all'incirca della stessa quantità. Diminuisce invece la differenza fra gli spostamenti del terreno meno rigido e di quello con  $V_s = 200$  m/s. Il motivo di questa ridotta variazione è dovuto al fatto che non aumenta di molto lo spostamento massimo in testa al palo quando  $V_s = 100$  m/s passando dalla stratigrafia S2 alla S3.

Il diagramma degli spostamenti massimi è caratterizzato da una forma molto simile al primo modo di vibrare del deposito di terreno ed il massimo valore si trova alla testa del palo mentre è minimo nella zona immersa nel terreno rigido. Questo andamento è indipendente dal tipo di suolo superficiale ed è tipico di una fondazione profonda la cui parte inferiore si trova immersa in un materiale meno deformabile che implica uno spostamento rigido senza consentire curvature.

Potrebbe essere interessante evidenziare come si distribuisce il momento lungo il palo nell'istante in cui è massimo lo sforzo a livello dell'interfaccia.

Data la non perfetta simmetria degli involucri, alcuni momenti massimi, valutati in una delle due fibre considerate, non corrispondono ai momenti massimi assoluti che si verificano all'interfaccia. Si confronta comunque, in modo separato, lo sforzo flettente dell'una e dell'altra fibra al variare del tipo di terreno.

Le figure successive riportano gli andamenti istantanei del momento che sono, a causa della variazione delle condizioni stratigrafiche e delle accelerazioni, sfalsati nel tempo.



**fig. 5. 13:** Andamento sforzo flettente ( $h=8$  m)

La figura 5.13 si riferisce al caso in cui la superficie dove si trova il cambio di rigidità è posta ad 8 metri di profondità. Essa mostra come il momento, nel caso di rapporto di impedenza pari a  $V_{s1}/V_{s2} = 100/800$ , risulti maggiore di quello dovuto alle altre coppie di terreno, non solo all'interfaccia ma anche lungo il resto del palo. La differenza dello sforzo flettente sulla parte del palo immersa nel deposito, al variare del terreno, rimane comunque meno evidente di quella che si nota a livello del cambio di terreno. Lo stesso aspetto potrebbe essere evidenziato nel passare da un rapporto di impedenza pari a  $V_{s1}/V_{s2} = 200/800$  ad uno pari a  $V_{s1}/V_{s2} = 400/800$ .

Quando la stratigrafia è di tipo *SI*, si può notare che lo sforzo flettente sul palo immerso nel suolo rigido, nonostante sia piccolissimo, inverte il suo segno ma tende, sia nella figura 5.13 a destra che in quella a sinistra, le stesse fibre. Le due immagini considerate si differenziano, come spiegato in precedenza, per il fatto che si riferiscono ai momenti massimi a cui sono sottoposte le fibre di sinistra e di destra. Il fatto che, in profondità, il momento sia dello stesso tipo nonostante lo sforzo opposto che agisce sul palo all'interfaccia, evidenzia che, al crescere dell'immorsamento all'interno del terreno rigido, lo sforzo flettente non dipende da come è sollecitato il palo in superficie. Allo stesso modo anche la deformazione all'interno del terreno più rigido, essendo legata linearmente al momento, non risente del comportamento deformativo della parte superiore.

La figura 5.14 mostra l'andamento istantaneo del momento lungo il palo. Anche il questo caso il rapporto di rigidità  $V_{s1}/V_{s2} = 100/800$  presenta, oltre al massimo valore di picco all'interfaccia, un maggior momento lungo tutto il palo.

Mentre nella stratigrafia *SI* è presente, nella parte superiore della fondazione, un secondo picco di sforzo che tende le fibre opposte a quelle maggiormente sollecitate, nel caso *S2* si ha un andamento più omogeneo.

Nel caso in cui  $h = 15$  m, infatti, le fibre opposte a quelle che subiscono il momento massimo sono sempre tese ma il valore del momento rimane quasi invariato lungo tutto il palo immerso nel deposito superficiale.

Lo sforzo flettente che agisce sul palo immerso nel suolo rigido è sempre di segno opposto a quello massimo, agente all'interfaccia. Confrontando le figure 5.13 e 5.14 è possibile notare tale aspetto. A differenza di quando l'immorsamento è pari a 12 metri, il momento, al di sotto del deposito, non cambia segno. La figura 5.13 relativa al picco che tende le fibre di destra, mostra che il cambio di flessione avviene circa a  $z = 12,5$  m e cioè a 4,5 metri di distanza dall'interfaccia. La lunghezza del palo al di sotto del picco, nel caso *S2* non è sufficiente a far sì che il momento cambi segno.

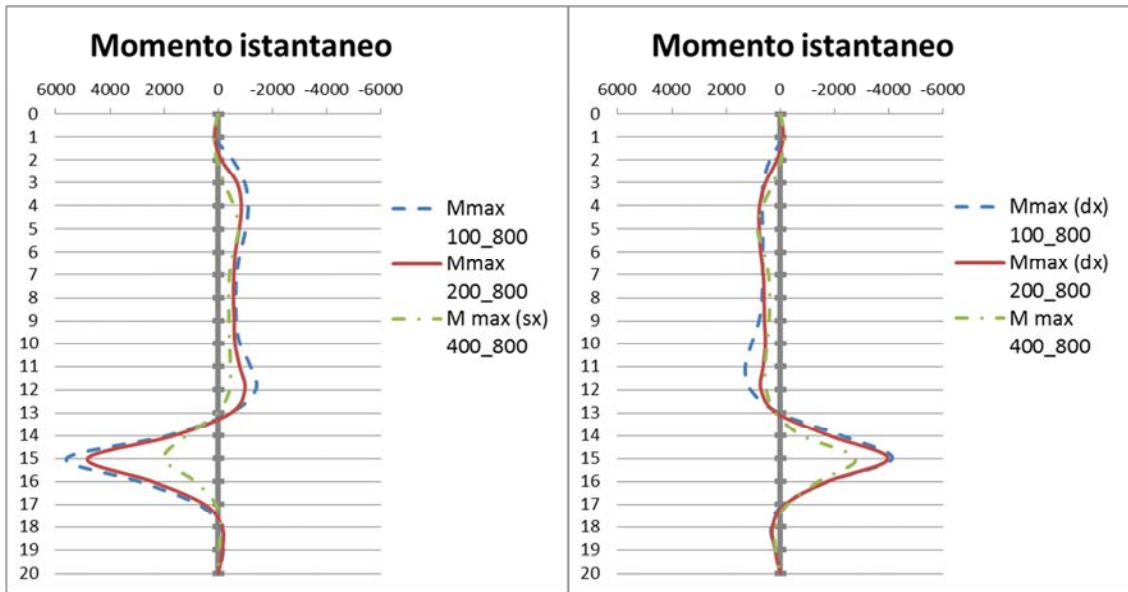


fig. 5. 14: Andamento sforzo flettente ( $h=15\text{ m}$ )

Si può dedurre che l’immorsamento all’interno di un terreno rigido è significativo, dal punto di vista dello sforzo e della deformazione della parte immersata, se raggiunge uno spessore sufficientemente elevato.

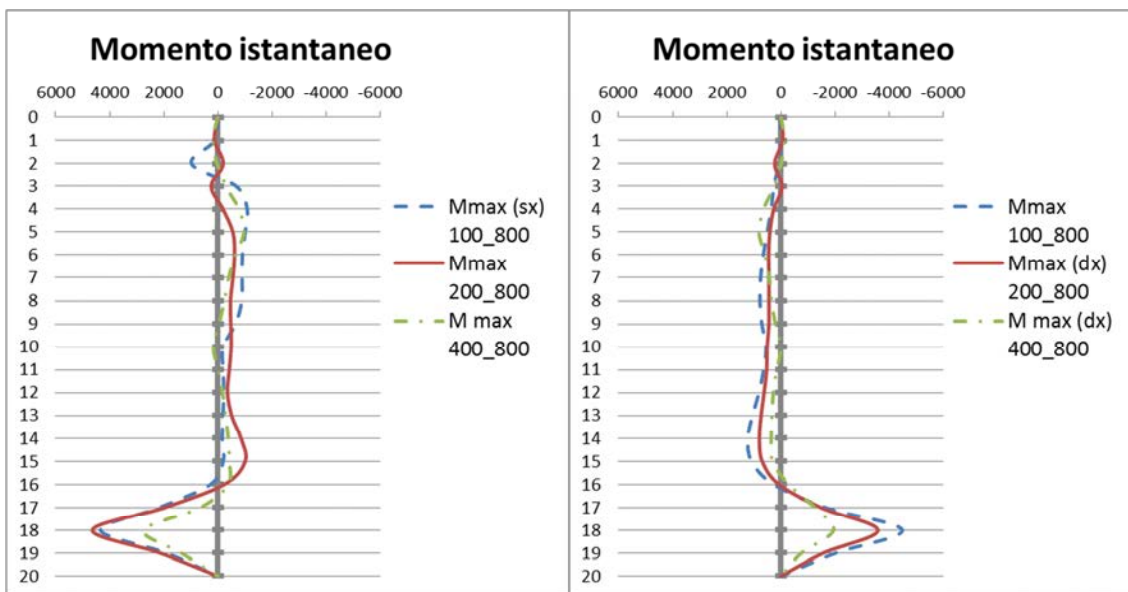


fig. 5. 15: Andamento sforzo flettente ( $h=18\text{ m}$ )

In figura 5.15 è definito l’andamento del momento flettente all’istante in cui esso raggiunge il valore massimo all’interfaccia, posta a 18 metri di profondità.

La curva di sinistra presenta uno sforzo superiore nel caso  $V_{s1}/V_{s2}=200/800$  rispetto al caso  $V_{s1}/V_{s2}=100/800$ . Un confronto fra i due terreni è però poco significativo poiché, quando



$V_{s1}/V_{s2}=100/800$ , il momento di picco massimo è relativo alle fibre di destra ed è graficato quindi nell'immagine destra.

In riferimento alla flessione agente sulla parte immersa del palo, si può evidenziare che non è presente un cambio di segno al di sotto dell'interfaccia. La zona entro cui avviene una prima inversione dello sforzo flettente è pari a circa 2,5 metri (figura 5.12 e 5.13). Nel caso *S3* la parte di palo che si trova sotto alla variazione di stratigrafia ha una lunghezza di soli 2 metri e quindi il momento si annulla senza riuscire a cambiare segno.

### 5.1.3 Terreno di base con $V_s= 400$ m/s

Le analisi presentate nei paragrafi precedenti sono state condotte per evidenziare il comportamento di un ampio campo di variazioni della rigidezza dei terreni. Le stratigrafie considerate nei casi *S1*, *S2* ed *S3* si discostano però dalle tipiche condizioni di suolo dove vengono adottate fondazioni profonde. Sono state quindi eseguite le medesime analisi considerando come terreno di base una sabbia avente  $V_s= 400$  m/s,  $\gamma= 20\text{kN/m}^2$  e  $\Phi= 35^\circ$  (casi *S4*, *S5* ed *S6* riportati in tabella 5.1).

Di seguito sono riportati i grafici che presentano come varia l'involuppo del momento al variare del deposito superficiale.

Dalle figure 5.16, 5.17 e 5.18 è possibile notare una variazione molto ridotta del momento al variare del terreno. Le stratigrafie *S4* sembrano non risentire della variazione del terreno superficiale e il momento di picco non aumenta al crescere del rapporto di rigidezza. Ciò è in contrasto con il caso *S1* dove, alla medesima diminuzione del rapporto di rigidezza, corrisponde un calo ben visibile del momento massimo.

Le stratigrafie *S5* ed *S6* presentano, a livello dell'interfaccia, un aumento di sforzo flettente al crescere della differenza di rigidezza. Tale comportamento è comunque poco marcato come avviene nei casi *S2* ed *S3* aventi lo stesso  $V_{s1}/V_{s2}$ .

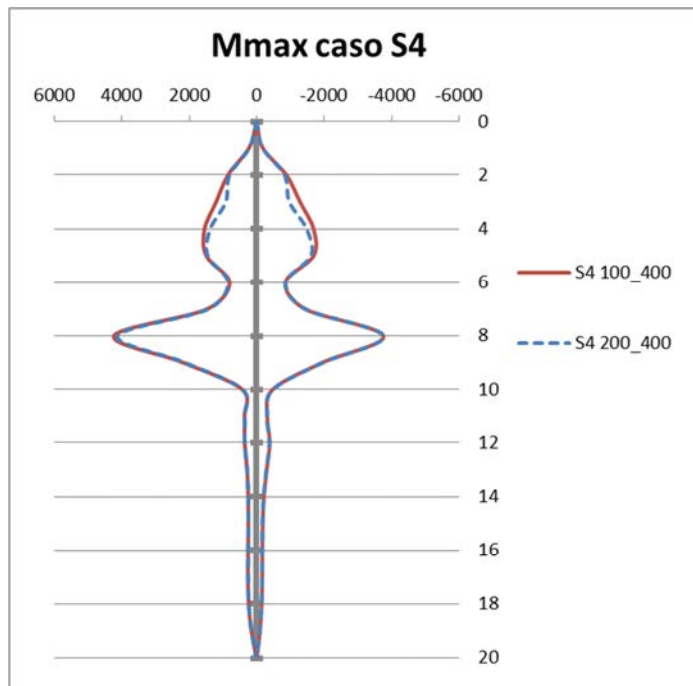


fig. 5. 16: Involuppi al variare del tipo di terreno ( $h= 8 m$ )

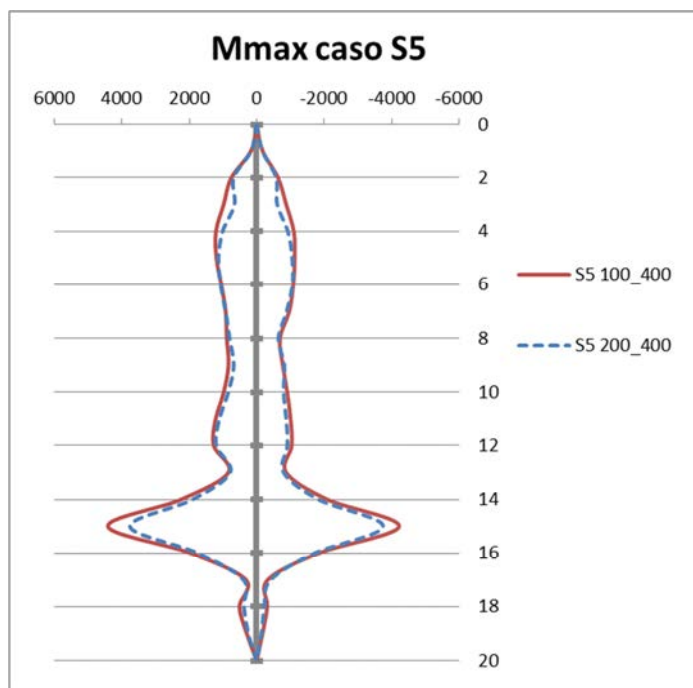


fig. 5. 17: Involuppi al variare del tipo di terreno ( $h= 15 m$ )

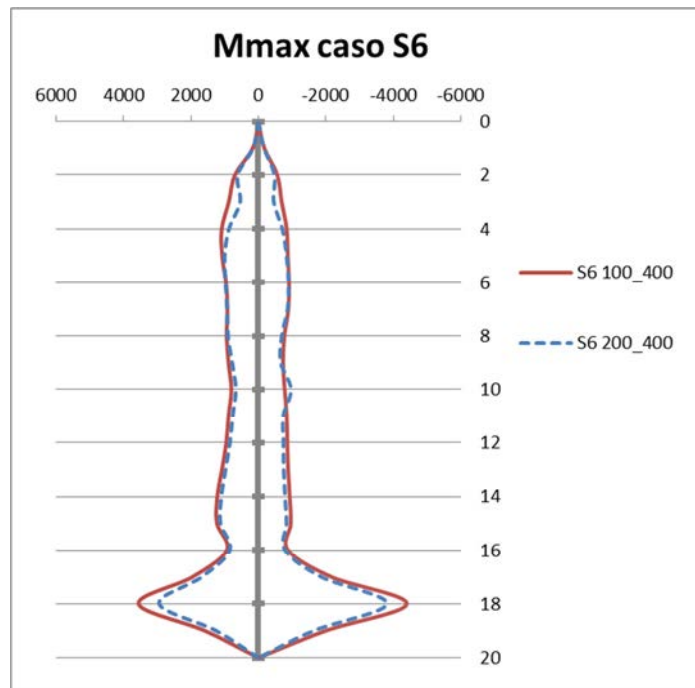


fig. 5. 18: Involupi al variare del tipo di terreno ( $h= 18 m$ )

Gli spostamenti massimi raggiunti dal palo, relativi ad un punto che si trova sulla sommità dello stesso, sono rappresentati, per il caso *S4*, in figura 5.19. Come era prevedibile, presentando uno sforzo flettente quasi coincidente, non si notano variazioni di comportamento fra le stratigrafie  $V_{s1}/V_{s2}=100/400$  e  $V_{s1}/V_{s2}=200/400$ .

Un'importante osservazione può essere fatta in riferimento allo spostamento compiuto dai punti del palo immersi nel terreno più rigido. Quando il terreno in profondità è caratterizzato da  $V_s=800$  m/s, la parte di palo immersa in esso compie solo uno spostamento rigido, mentre, al diminuire dell'impedenza, si hanno degli spostamenti relativi non nulli lungo tutto il palo.

L'andamento degli spostamenti all'interno del deposito superficiale non è lineare ed è simile al caso *S1* poiché è presente una certa deformazione del palo. Tale andamento si differenzia da quello relativo alla parte immersa del palo, il quale è lineare e rappresenta una sorta di rotazione alla sommità inferiore del palo.

L'involuppo degli spostamenti massimi relativi al caso *S4*, dove l'interfaccia si trova a 15 metri, è rappresentato in figura 5.20. Rispetto a quanto visto in figura 5.19, risulta meno evidente lo spostamento relativo che si ha al di sotto del cambio di terreno. Esso è comunque non nullo a differenza dello stesso caso, dal punto di vista geometrico, avente terreno di fondo con  $V_s=800$  m/s.

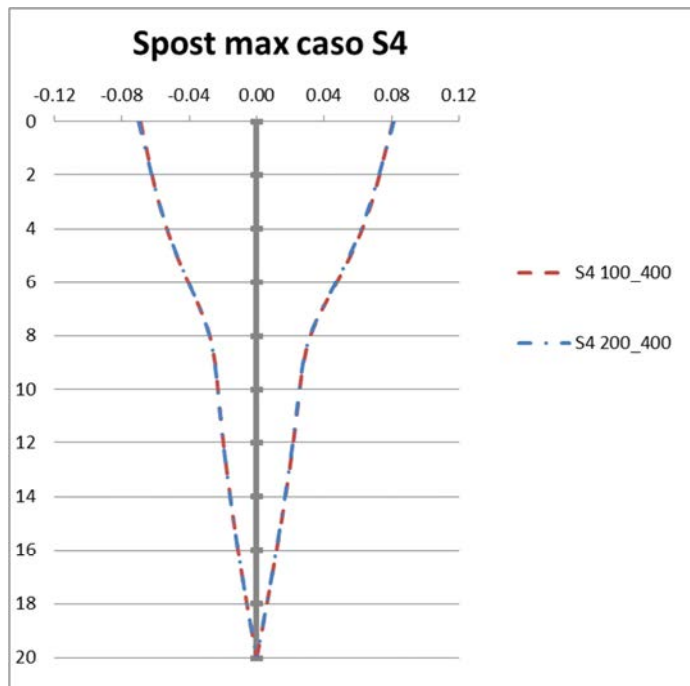


fig. 5. 19: Involuppi degli spostamenti massimi al variare del tipo di terreno ( $h= 8 m$ )

Lo spostamento, per la stratigrafia S5, è leggermente superiore quando il rapporto di impedenza è massimo e pari a  $V_{s1}/V_{s2}= 100/400$ . La variazione che si ottiene considerando due diversi depositi è comunque limitata.

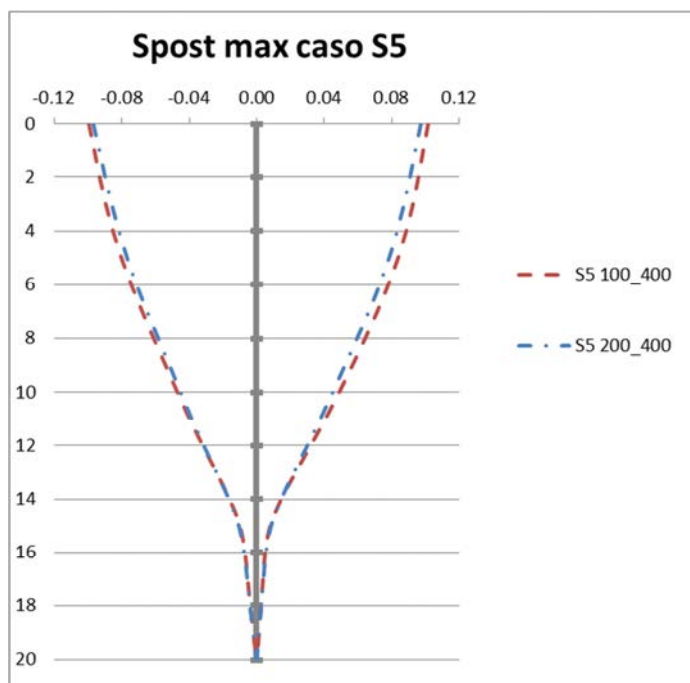


fig. 5. 20: Involuppi degli spostamenti massimi al variare del tipo di terreno ( $h= 15 m$ )

Gli ultimi spostamenti analizzati sono quelli relativi al caso S6. Il loro andamento è riportato in figura 5.21 al variare del rapporto di impedenza.

Il comportamento del palo immerso in questi tipi di stratigrafia è conforme a quanto visto per il caso S5. L'involuppo può essere considerato simmetrico, se si trascurano le differenze dovute alla natura reale dell'azione sismica. Inoltre, anche in questo caso, si ha una, seppur minima, differenza fra gli spostamenti nel caso di  $V_{s1}/V_{s2}= 100/400$  e  $V_{s1}/V_{s2}= 200/400$ .

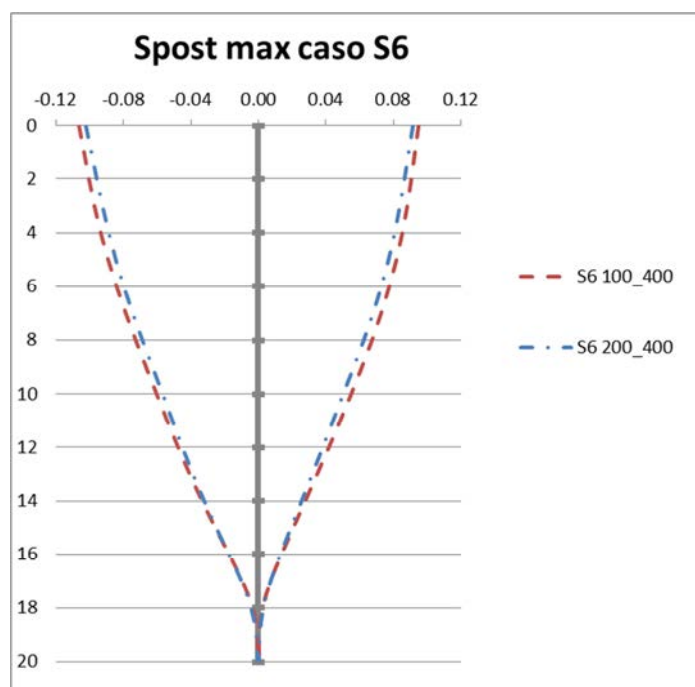


fig. 5. 21: Involuppi degli spostamenti massimi al variare del tipo di terreno ( $h= 18 m$ )

Globalmente si può osservare che, al diminuire della rigidità del terreno di fondo, lo spostamento che può subire il palo, passando da un rapporto di impedenza pari a  $V_{s1}/V_{s2}= 1/4$  ad uno pari a  $V_{s1}/V_{s2}= 1/2$ , cala di poco. Le figure 5.10 e 5.12, evidenziano, per lo stesso cambio di rapporto di impedenza, una variazione maggiore.

Tale aspetto potrebbe essere dovuto al fatto che, nei casi in cui è presente un terreno molto rigido in profondità, lo spostamento è influenzato solo dal tipo di deposito superficiale e quindi, al variare di esso, si osserva una modifica più marcata nel moto del palo.

Si può dedurre che l'influenza del tipo di deposito, sullo spostamento della parte di palo in esso immersa, decresce al decrescere della rigidità del terreno in profondità.

Quando il palo è immerso in un suolo di rigidità inferiore, come osservato in precedenza nelle figure 5.19, 5.20 e 5.21, lo spostamento in sommità è dato da due contributi: quello della parte immersata e quello della parte superiore. Al variare del deposito, poiché il terreno di fondo è sempre lo stesso, la prima componente non varia e la rotazione rigida subita dal palo è la stessa.

L'unica variazione subita dallo spostamento, passando da un tipo di deposito all'altro, è relativa al contributo della parte di palo che si trova all'interno della parte superiore. Rispetto al caso con  $V_{s2} = 800$  m/s, in corrispondenza dell'interfaccia, quando  $V_{s2} = 400$  m/s, il palo si sposta e tende ad assecondare lo spostamento della parte superiore, facendo così diminuire la deformazione a livello del cambio di impedenza e rendendo il comportamento globale meno dipendente dal tipo di deposito superficiale.

Un ulteriore confronto può essere fatto fra i risultati ottenuti con lo stesso rapporto di impedenza e considerando, come terreno profondo, un terreno con rigidezza molto elevata  $V_s = 800$  m/s ed uno di rigidezza inferiore  $V_s = 400$  m/s.

Per ogni posizione dell'interfaccia (8, 15 o 18 metri) vengono rappresentati gli involuipi di momento mantenendo costante il rapporto  $V_{s1}/V_{s2}$ .

Nel caso (figura 5.22) in cui  $h$  è pari ad 8 metri e  $V_{s1}/V_{s2} = 1/4$ , il picco di momento assume un valore maggiore nel caso  $V_{s1}/V_{s2} = 100/400$  rispetto al caso  $V_{s1}/V_{s2} = 200/800$ , nonostante il rapporto di rigidezza sia lo stesso.

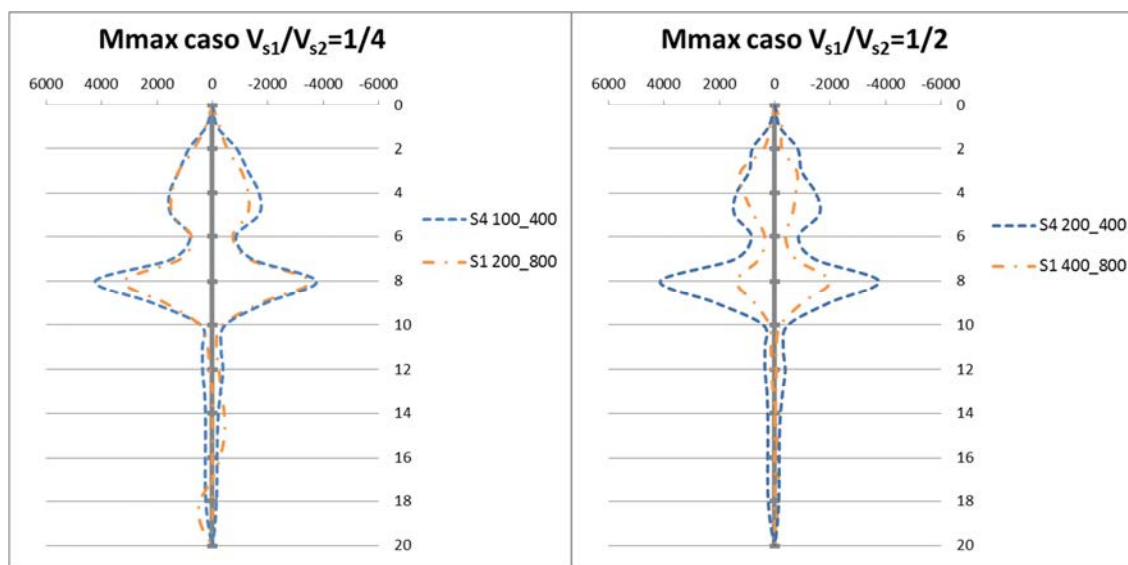


fig. 5. 22: Involuipi con interfaccia ad 8 m ( $V_{s1}/V_{s2} = 1/4$  e  $1/2$ )

Anche nel caso di  $V_{s1}/V_{s2} = 1/2$  il maggior picco si ha quando il terreno di fondo ha  $V_s = 400$  m/s ed i momenti del caso 200/400 e 400/800 si differenziano in modo più deciso.

Ciò potrebbe esser dovuto ad una maggiore amplificazione data dal terreno che, dal bedrock, si estende fino alla base del deposito superficiale ma anche al fatto che, anche in superficie, è presente un terreno che tende ad amplificare il sisma. Quando la rigidezza fra i due terreni è molto diversa, l'involuppo subisce invece una variazione quasi nulla passando dalla stratigrafia con  $V_{s1}/V_{s2} = 200/400$  a quella con  $V_{s1}/V_{s2} = 400/800$  (figura 5.22 a sinistra).

All'abbassarsi dell'interfaccia (figura 5.23), in presenza di un salto di rigidezza costante e pari a  $V_{s1}/V_{s2} = 1/4$ , lo sforzo rimane invariato sia che si abbia un sottofondo molto rigido, sia che esso abbia  $V_s = 400$  m/s e quindi una minor rigidezza. Quando si ha un salto di rigidezza inferiore e pari ad  $1/2$ , si può osservare ancora una ampia differenza fra gli involuipi passando dal caso  $V_{s1}/V_{s2} = 400/800$  al caso  $V_{s1}/V_{s2} = 200/400$ . Quest'ultimo tipo di rapporto di impedenza induce sul palo uno sforzo superiore. La differenza di picco fra il caso  $400/800$  ed il caso  $200/400$  è però inferiore rispetto a quella relativa ad  $h=8$  m.

La minor differenza (figura 5.22 e 5.23) può esser dovuta al fatto che la parte di palo immersa nel terreno di fondo è inferiore (pari a 5 metri anziché 12 metri) e quindi risente meno dell'amplificazione che il suolo con  $V_s = 400$  m/s dà alle accelerazioni.

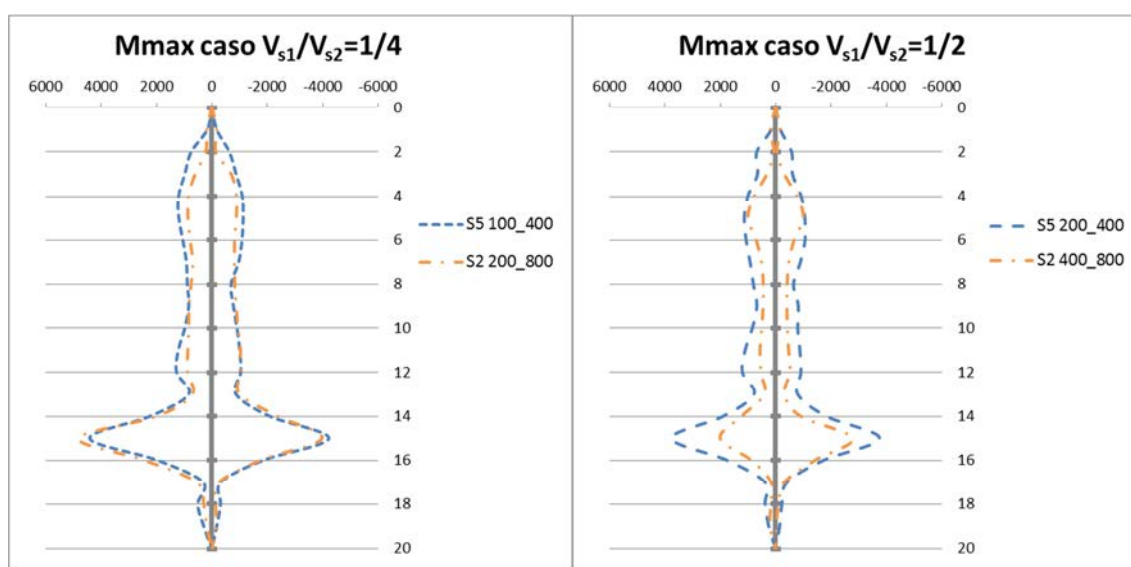


fig. 5. 23: Involuipi con interfaccia a 15 m ( $V_{s1}/V_{s2}=1/4$  e  $1/2$ )

Gli involuipi corrispondenti ad uno spessore del deposito,  $h$ , pari a 18 metri sono rappresentati in figura 5.24.

Esaminando globalmente questa stratigrafia, si individua lo stesso comportamento tipico dei casi precedenti. Passando da un terreno di fondo rigido ad uno meno rigido, la variazione dell'involuppo è significativa quando il deposito superficiale è tale da avere un rapporto  $V_{s1}/V_{s2} = 1/2$ . Risulta sempre massimo lo sforzo dato dalla stratigrafia caratterizzata da una coppia di terreni con  $V_{s1}/V_{s2} = 200/400$ .

Il caso  $V_{s1}/V_{s2} = 1/4$  sembra presentare un diverso valore di picco, ma in realtà si tratta solamente di valori che sono praticamente identici ma sfalsati.

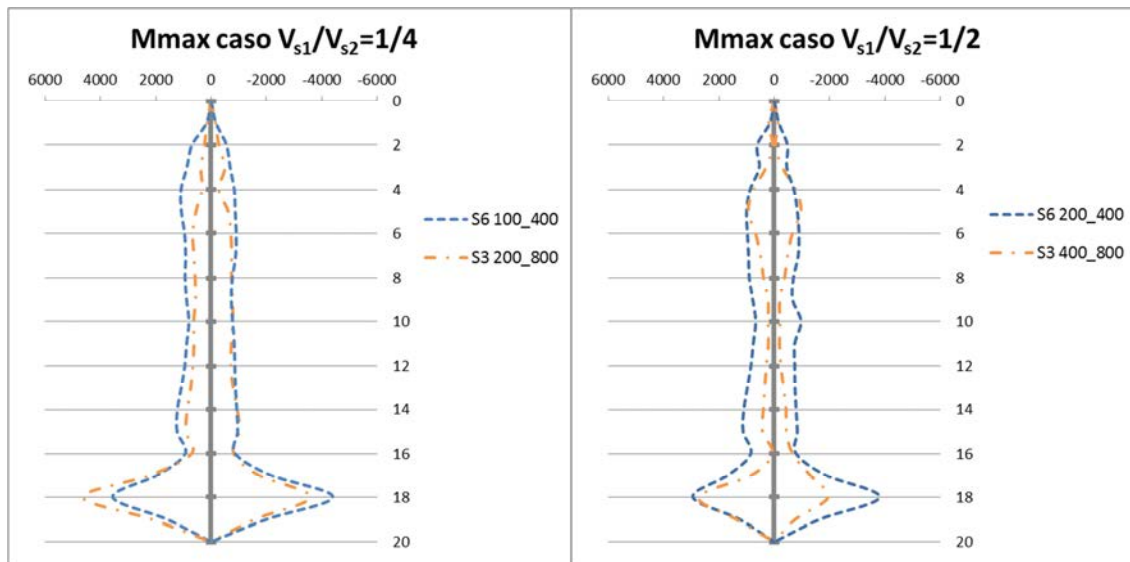


fig. 5. 24: Involuppi con interfaccia a 18 m ( $V_{s1}/V_{s2}=1/4$  e  $1/2$ )

Rispetto alle analisi effettuate considerando un terreno di fondo molto rigido ( $V_{s2}=800$  m/s), i risultati ottenuti, quando il deposito è caratterizzato da una rigidezza pari a metà di quella del terreno sottostante ( $V_{s1}/V_{s2}=1/2$ ), hanno evidenziato uno sforzo maggiore.

Quando il salto di rigidezza cresce e passa ad  $V_{s1}/V_{s2}=1/4$ , non si nota più una grande differenza fra le stratigrafie caratterizzate da un terreno di fondo con  $V_{s2}=800$  m/s ed uno con  $V_{s2}=400$  m/s. Da questi risultati si potrebbe dedurre che, una grande differenza di rigidezza fra i due terreni, comporta l'annullamento degli effetti del terreno che caratterizza il deposito e che caratterizza il fondo.

In realtà è importante tener conto del fatto che gli unici casi che presentano  $V_{s1}/V_{s2}=1/4$  al variare del terreno di fondo sono quelli che presentano  $V_{s1}/V_{s2}=100/400$  e  $V_{s1}/V_{s2}=200/800$ . I due depositi superficiali considerati hanno una rigidezza molto bassa che non produce risultati differenziati. Basti notare che infatti, anche confrontando due involuppi nei quali  $V_{s1}/V_{s2}$  non rimane costante ( $V_{s1}/V_{s2}=100/400$  e  $V_{s1}/V_{s2}=200/400$ ), gli involuppi non cambiano.

Si deduce a questo punto che la variazione che subisce il momento, mantenendo costante  $V_{s1}/V_{s2}$ , probabilmente non dipende dal valore del rapporto di impedenza, ma dalla rigidezza dei terreni del deposito.

Quando le due rigidezze confrontate sono entrambe molto bassa le accelerazioni in superficie non cambiano in modo evidente e non si ha alcuna influenza da parte del terreno di fondo.

Secondo quanto osservato in questa parte dello studio, il terreno presente in profondità potrebbe indurre della modifiche sul tipo di sforzo (a parità di rapporto di impedenza) quando i terreni che si trovano in superficie sono più rigidi (almeno pari a  $V_{s1}=200$  m/s). Quanto appena affermato potrebbe essere vero a meno che l'aumento del picco di momento, evidenziato per il caso con



$V_{s1}/V_{s2} = 200/400$ , non sia dovuto al fatto che il terreno superficiale è meno rigido ( $V_{s2} = 200$  m/s invece di  $V_{s2} = 400$  m/s).

È però necessario sottolineare quanto visto in precedenza. All'abbassarsi dell'interfaccia, lo stesso tipo di confronto ( $V_{s1}/V_{s2} = 1/2$ ) mostra una minor variazione fra i due involucri considerati, dovuta probabilmente al fatto che la parte immersa nel terreno con  $V_{s2} = 400$  m/s è inferiore. Rispetto al fondo avente  $V_{s2} = 800$  m/s, infatti, quello con  $V_{s2} = 400$  m/s tende probabilmente ad amplificare le accelerazioni e un minor immersionamento del palo al suo interno potrebbe ridurre tale effetto, con conseguente riduzione dello sforzo.

#### **5.1.4 Influenza delle curve $G/G_0$ e $D$**

Le analisi trattate in letteratura presentano risultati coerenti con quanto esposto nei paragrafi precedenti. Per raggiungere gli stessi risultati è stato necessario, in alcune analisi, caratterizzare il terreno in modo meno rigoroso e cioè considerando un minor numero di curve.

Nel paragrafo 1.3.1 è stato esposto il metodo con cui sono state individuate le suddette curve. Si tratta di un metodo completo e preciso che nelle analisi comuni non viene considerato. Attraverso tale procedimento si può far comunque in modo di non dover costruire una curva per ogni singolo strato di terreno unitario, ma è necessario che la  $\sigma'$  media, su cui si basa il calcolo, non vari più del 50% rispetto ai valori puntuali,  $\sigma'$ , compresi nell'intervallo di media.

Una delle analisi su cui incide la scelta di più o meno curve per definire il sottosuolo è quella del caso S2 in cui  $V_{s1}/V_{s2} = 100/800$ . Riportando quindi questo caso, si evidenzia l'effetto della scelta delle curve  $G/G_0$  e  $D$  sull'involuppo finale.

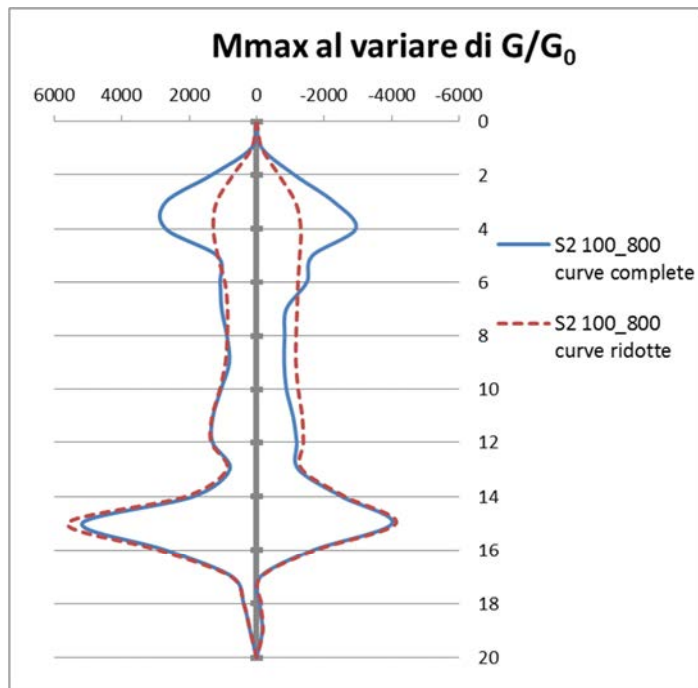


fig. 5. 25: Involuppi al variare del numero di curve  $G/G_0$

La figura 5.19 rappresenta gli involuppi del momento flettente al variare della rappresentazione del terreno. Lungo il palo si ha un andamento quasi coincidente per i due casi considerati, mentre, nel caso in cui ci si riferisca ad una definizione del terreno rigorosa, è presente un ulteriore picco dovuto al fatto che le accelerazioni, nei primi 3 m, si basano su una curve  $G/G_0$  che si discosta abbastanza da quella che caratterizza i metri successivi. Nonostante il terreno sia lo stesso, il comportamento è simile a quello che si ha in corrispondenza di un'interfaccia fra due differenti materiali. La conseguenza del numero di curve adottate si traduce in una sorta di interfaccia secondaria.

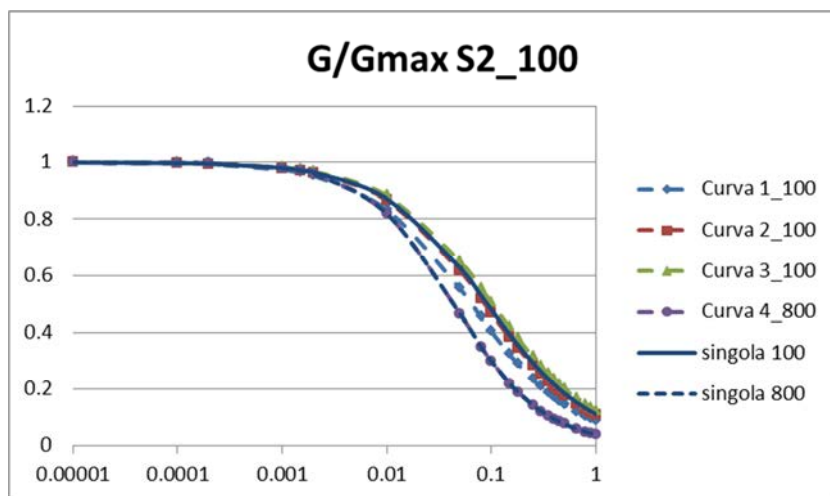


fig. 5. 26: Curve di decadimento del modulo  $G$

Una soluzione a questo diverso risultato può essere quella di definire una curva di smorzamento  $G/G_0$  e di smorzamento  $D$  per ogni singolo strato unitario di terreno in modo da rendere meno brusco il passaggio da una curva alla successiva.

In figura 5.26 e 5.27 sono riportate le curve riferite alla stratigrafia in esame. Le due curve più scure sono quelle che semplificano i terreni considerati. Le seguenti osservazioni sono valide per entrambe le figure.

In riferimento al terreno di fondo ( $V_s = 800$  m/s), la curva singola coincide con quella del metodo rigoroso poiché, avendo un deposito di spessore elevato, esso viene schematizzato con tre curve mentre ne è sufficiente una sola per lo strato che da 15 metri arriva a 30 metri. Per quanto riguarda il terreno superficiale, la singola curva è una via di mezzo fra quelle associate al secondo e terzo sottostrato.

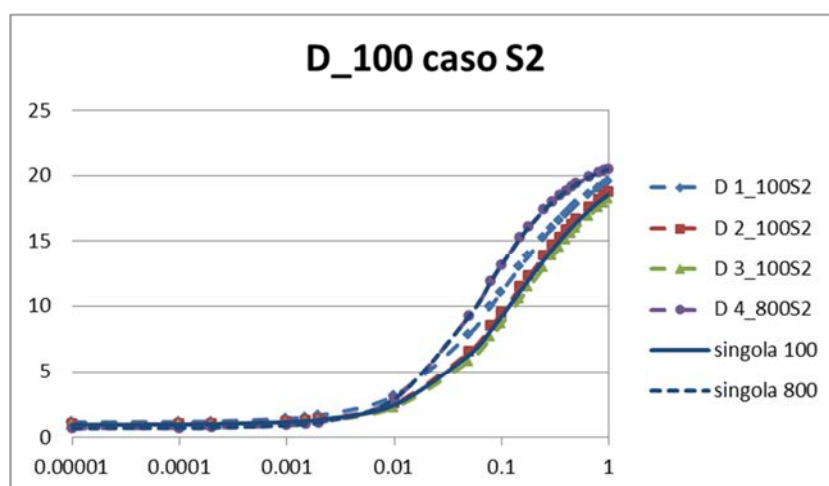


fig. 5. 27: Curve di smorzamento D

## 5.2- Due strati sopra al piano rigido

La seconda tipologia di analisi prevede due analisi, considerando, al di sopra del suolo più rigido, due tipi di terreno.

Tale schematizzazione è tipica delle prove classificate come S7. Sono state considerate solo due tipi di stratigrafie, da cui sarebbe possibile prendere spunto per ulteriori analisi del problema.

Le prove presentano, ad una profondità fissa, un terreno rigido dove è immerso il palo. Esso è caratterizzato da una velocità di taglio  $V_s = 800$  m/s e si estende dalla profondità di 18 metri fino a 30 metri, dove si trova il bedrock.

Il terreno in profondità non varia, mentre quello superficiale assume, a seconda del caso, diversi valori.

Il deposito al di sopra del terreno rigido è caratterizzato da due strati di terreno che presentano uno spessore costante. Lo strato più superficiale si estende per uno spessore pari a  $h_1= 5$  m. Il secondo strato ha uno spessore pari a  $h_2= 13$  m. Per ogni tipologia di materiale, la posizione dell'interfaccia fra due terreni si trova alla stessa profondità.

Non viene considerata la variazione data dallo spessore dei due depositi di terreno, che potrebbe però risultare interessante per valutare eventuali comportamenti differenti dovuti alle diverse amplificazioni delle accelerazioni sismiche.

I depositi considerati si differenziano per la velocità delle onde di taglio che li attraversano, essa assume i valori  $V_s= 400 / 200 / 100$  m/s.

Il terreno che caratterizza lo strato più superficiale è lo stesso in entrambe le analisi ed è caratterizzato da una velocità di taglio pari a  $V_s= 100$  m/s. La variabile di cui si vorrebbe valutare l'effetto è la velocità di taglio del secondo strato. Essa assume i valori  $V_s= 400 / 200$  m/s.

In questo modo si può valutare l'effetto, sulla risposta, di una variazione del rapporto fra le rigidità sia nell'interfaccia a 5 metri che in quella a 18 metri.

Le caratteristiche dei terreni nei due casi considerati sono esposti in tabella 5.3.

CASO	Spessore strato [m]	$V_s$ [m/s]	Terreno in superficie	Terreno in profondità	$V_{s30}$ [m/s]	Categoria suolo	$\gamma$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\Phi$ [°]
S7	$h_2= 13$	200	$V_s= 100$ m/s $\gamma= 18$ kN/m <sup>2</sup> $C_u= 0,22\sigma'_v$	$V_s= 800$ m/s $\gamma= 22,5$ kN/m <sup>2</sup> $\Phi= 37^\circ$	230,77	C	18	33
		400	$h_1= 5$		307,69	C	20	35

tab. 5. 3: Tabella riassuntiva delle stratigrafie

La valutazione del comportamento del palo viene fatta, anche per la stratigrafia in esame, attraverso l'involuppo del momento flettente massimo e dello spostamento massimo. In presenza di ogni variazione di terreno, il diagramma del momento flettente dovrebbe essere caratterizzato da un picco in corrispondenza dell'interfaccia e da una distribuzione abbastanza uniforme lungo il resto del palo. Nelle analisi condotte emerge, come vedremo, un'incongruenza fra il comportamento atteso e quello calcolato. Si riportano comunque entrambi gli involuppi per poterli confrontare anche con i casi aventi rapporti di impedenza simili trattati nel capitolo 5.1.

Le stesse osservazioni fatte in presenza di due terreni possono essere riprese. Il momento flettente a causa delle condizioni di vincolo imposte al palo risulta sempre nullo nei due estremi del palo

stesso. I diagrammi di involucro, data la natura ciclica dell'azione sismica, sono tendenzialmente simmetrici, ma si preferisce riportarli in modo completo. In un caso, infatti, la simmetria dei picchi non è verificata. Questa irregolarità è dovuta al fatto che il sisma reale non ha un andamento regolare.

### 5.2.1 Influenza del tipo di terreno

Avendo considerato, in questa tesi, un'unica tipologia geometrica, è possibile solamente mettere a confronto il comportamento tipico delle due coppie di terreni superficiali ipotizzate.

Vengono trattati i due casi denominati S7 nei quali il terreno su cui poggia il deposito stratificato è caratterizzato da  $V_s = 800$  m/s. Si tratta di una condizione tipica di un palo immerso in un substrato roccioso.

Il grafico di confronto del comportamento raggruppa i risultati ottenuti per le due diverse tipologie di terreno ed è rappresentato in figura 5.28.

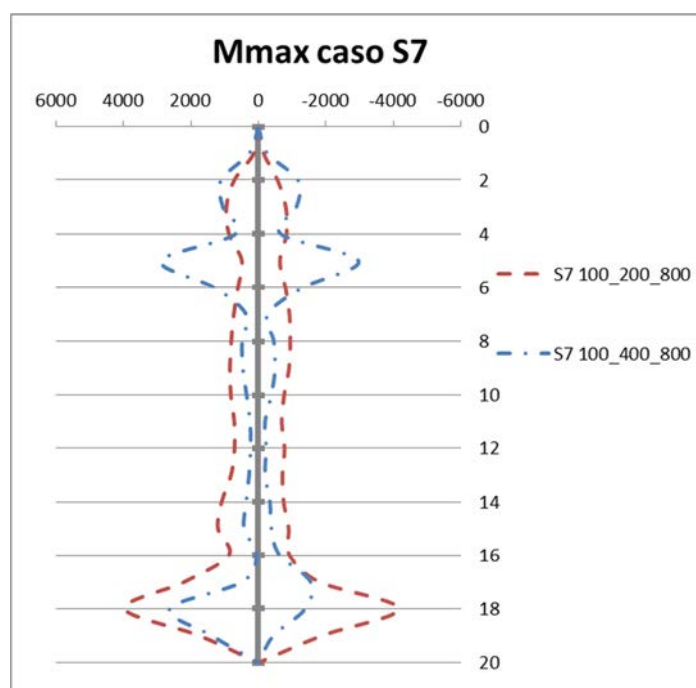


fig. 5. 28: Involucri di momento (caso S7)

Una prima osservazione viene fatta in riferimento al solo caso avente in sequenza i terreni con  $V_s = 100 / 400 / 800$  m/s. L'andamento dell'involucro presenta tre picchi di momento. Un primo picco si trova all'interfaccia posta a 18 metri di profondità, esso risulta poco simmetrico. Il momento presenta poi un andamento per lo più omogeneo, con un valore ridotto lungo il palo fino

ad una profondità di 5 metri, dove, in corrispondenza della seconda interfaccia, si nota un secondo picco. Esso è simmetrico ed il valore del momento massimo è superiore rispetto a quello raggiunto dal picco a  $z = 18$  m. Ciò può ricondursi al fatto che il rapporto di impedenza relativo ai due depositi superficiali è pari a  $V_{s1}/V_{s2} = 1/4 = 100/400$ , mentre quello relativo all'interfaccia fra il deposito ed il terreno profondo è pari a  $V_{s2}/V_{s3} = 1/2 = 400/800$ . Come per i casi *S1* ed *S4*, caratterizzati da un deposito di spessore ridotto, l'inviluppo presenta un terzo picco secondario, dovuto alla vicinanza dell'interfaccia con la superficie.

Prendendo in considerazione la stratigrafia caratterizzata dalle velocità di taglio  $V_s = 100 / 200 / 800$  m/s è possibile notare un unico picco di momento a livello dell'interfaccia più profonda, simmetrico e di valore maggiore rispetto a quelli rappresentati dall'altra curva. Ciò è in accordo con il fatto che il secondo deposito ed il terreno di fondo presentano una differenza più elevata di rigidità, pari a  $V_{s2}/V_{s3} = 1/4$  e non più ad  $1/2$ .

L'inviluppo presenta, lungo il resto del palo, un andamento omogeneo e non si nota alcun aumento in corrispondenza dell'interfaccia fra i due depositi superficiali ( $z = 5$  m).

La mancanza di un, seppur minimo, segnale che faccia individuare la presenza di un cambio di terreno potrebbe essere causata da:

- Problema di tipo numerico a causa della vicinanza con la superficie;
- Differenza troppo ridotta fra le due rigidità ( $V_{s1}/V_{s2} = 1/2$ ).

Si osserva che lo stesso rapporto di impedenza ( $V_{s1}/V_{s2} = 1/2$ ) genera, per il caso *S7* ( $V_s = 100 / 400 / 800$  m/s) a  $z = 18$  m, un picco visibile. Il comportamento dovuto al salto di rigidità  $V_{s2}/V_{s3} = 400/800$  non può essere però confrontato direttamente con quello relativo a  $V_{s1}/V_{s2} = 100/200$  poiché si trovano a profondità troppo diverse.

La mancanza di altre analisi, inoltre, non consente di individuare un chiaro trend di variazione né in relazione allo spessore del deposito superficiale, né in relazione al tipo di terreno. Sarebbe opportuno effettuare delle analisi considerando la stessa geometria e lo stesso rapporto di rigidità ( $V_{s1}/V_{s2} = 1/2$ ) ma variando la coppia di terreni, come ad esempio  $V_{s1}/V_{s2} = 200/400$ . In questo modo sarebbe possibile capire se la mancanza di picco è dovuta alla ridotta rigidità dei depositi superficiali o alla posizione dell'interfaccia rispetto alla superficie o, nella peggiore delle ipotesi, ad un errore di analisi.

Un confronto interessante può esser fatto tenendo in considerazione le stratigrafie analizzate nel capitolo 5.1, caratterizzate dalla presenza, da 18 a 30 metri di profondità, di un terreno di fondo avente  $V_s = 800$  m/s. Lo scopo è quello di verificare se una variazione stratigrafica in superficie produce risultati diversi anche in profondità. I risultati confrontati hanno infatti in comune lo stesso tipo di terreno a partire dalla profondità di 5 metri sino al bedrock.

La presenza di un terreno profondo rigido a partire dai 18 metri è tipica della stratigrafia S3.

Il comportamento della stratigrafia S7, avente in successione i terreni con  $V_s = 100 / 400 / 800$  m/s, può essere confrontato con il caso S3 in cui il deposito presenta  $V_s = 400$  m/s. I due involuipi sono rappresentati in figura 5.29.

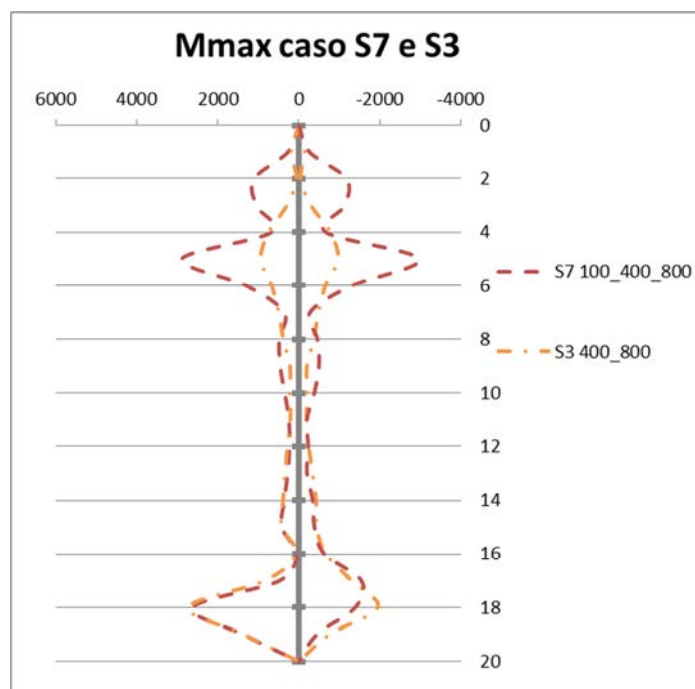


fig. 5. 29: Involuipi di momento (caso S7 ed S3)

Dalla sovrapposizione dei due involuipi è possibile notare che, al di sotto di una profondità di 7 metri, non si hanno evidenti scostamenti fra uno e l'altro caso. Come notato in precedenza, a causa dell'interfaccia fra i due depositi, il caso S7 presenta un comportamento molto diverso in superficie. Il fatto che però, al di sotto di un certo livello, il momento massimo rimanga praticamente invariato, consente di dedurre che il comportamento in profondità non è influenzato da quello superficiale.

Ovviamente si tratta di una deduzione riferita al singolo caso poiché non si hanno a disposizione dei risultati ottenuti con diversi terreni di fondo e con diversi spessori dei due depositi superficiali.

Si prende in considerazione il comportamento della stratigrafia S7, avente in successione i terreni con  $V_s = 100 / 200 / 800$  m/s, nonostante non sia ben chiara la causa che non produce variazioni in corrispondenza della prima interfaccia. I suoi risultati vengono confrontati con quelli del caso S3, in cui il deposito presenta  $V_s = 200$  m/s. I due involuipi sono rappresentati in figura 5.30.

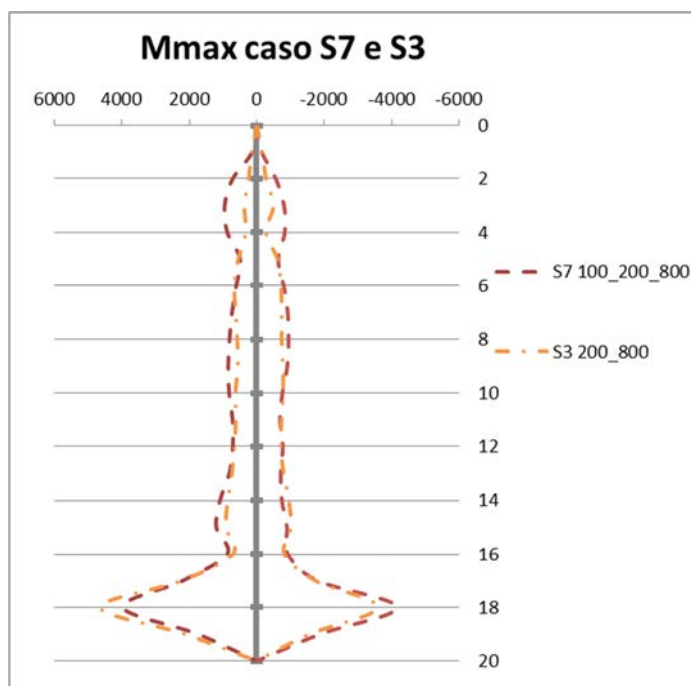


fig. 5. 30: Involuppi di momento (caso S7 ed S3)

Il comportamento delle due analisi considerate è praticamente coincidente. Il caso S7 presenta, in corrispondenza del deposito caratterizzato da una minor rigidità ( $V_s = 100$  m/s), dei valori leggermente maggiori di momento. Questo effetto potrebbe essere dovuto all'amplificazione delle accelerazioni data dal deposito. Anche questo confronto porta a dedurre che, poiché al di sotto dei 5 metri il momento massimo rimane praticamente invariato, il comportamento in profondità non è influenzato da quello superficiale e quindi dalla stratigrafia caratteristica dei primi metri di suolo.

Per quanto riguarda gli spostamenti, un primo confronto viene fatto al variare del terreno del secondo deposito. La figura 5.31 mostra l'andamento dei due involuppi degli spostamenti massimi.

Allo stesso modo che per lo sforzo flettente, il caso avente  $V_s = 100 / 200 / 800$  m/s non sembra risentire del cambio di terreno presente a 5 metri. Il comportamento sembra quello di un palo immerso in un deposito omogeneo ed immerso, a 18 metri di profondità, in un terreno più rigido che non consente alla parte incastrata di avere spostamenti relativi.

La stratigrafia caratterizzata da  $V_s = 100 / 400 / 800$  m/s presenta una variazione dell'andamento dell'involuppo in corrispondenza dell'interfaccia fra i due terreni superficiali. La parte di palo ammassata all'interno del terreno di fondo molto rigido non subisce spostamenti relativi rispetto all'estremità inferiore del palo stesso. La presenza di un terreno più rigido nel secondo deposito (da  $z = 5$  m a  $z = 18$  m) produce un'elevata differenza fra le due curve rappresentate. All'interno del terreno avente  $V_s = 400$  m/s l'involuppo ha un andamento lineare associabile ad una rotazione



rigida a livello del terreno di fondo. Questo è in accordo con la presenza, in quel punto, di una deformazione elevata e quindi del picco di momento rappresentato in figura 5.28.

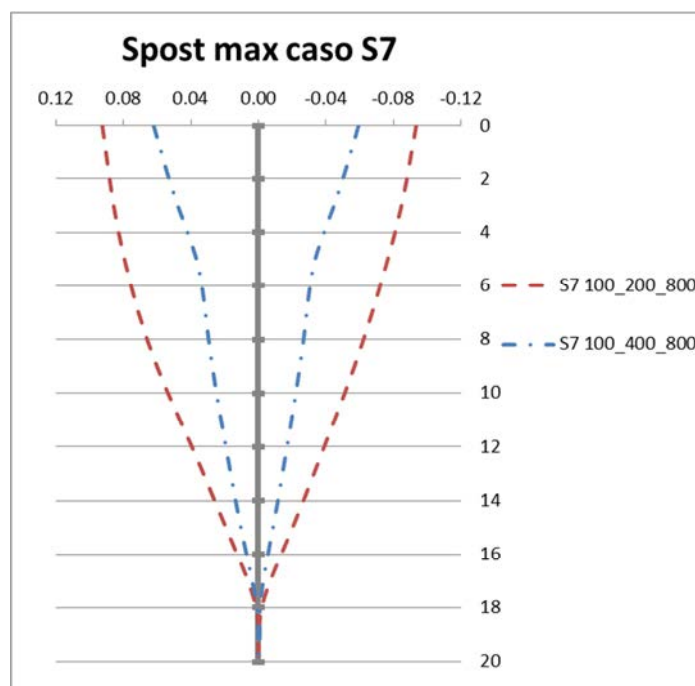


fig. 5. 31: Involuppi spostamenti massimi

Anche a 5 metri di profondità si nota una variazione dell'andamento dell'involuppo. In prossimità dell'interfaccia fra il terreno con  $V_s = 400$  m/s e quello con  $V_s = 100$  m/s, si ha infatti un secondo picco di sforzo flettente e quindi una deformazione concentrata che comporta una diversa inclinazione dell'involuppo dello spostamento.

Allo stesso modo che per il momento, si confrontano gli spostamenti appena commentati con quelli ottenuti considerando le stratigrafie analizzate nel capitolo 5.1, caratterizzate dalla presenza, da 18 a 30 metri di profondità, di un terreno di fondo avente  $V_s = 800$  m/s. Lo scopo è quello di verificare se una variazione stratigrafica in superficie ha effetti praticamente nulli in profondità anche nel caso degli spostamenti.

Il comportamento della stratigrafia *S7*, avente in successione i terreni con  $V_s = 100 / 400 / 800$  m/s, può essere confrontato con il caso *S3* in cui il deposito presenta  $V_s = 400$  m/s. I due involuppi sono rappresentati in figura 5.32.

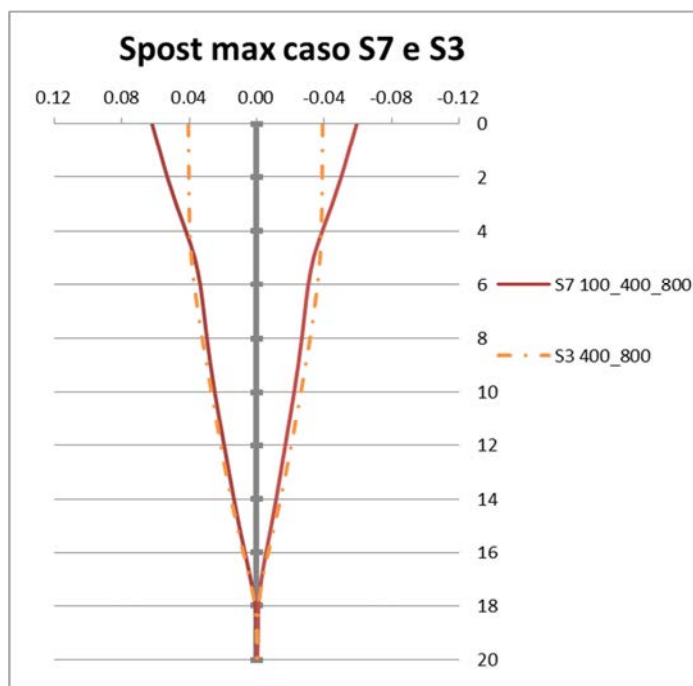


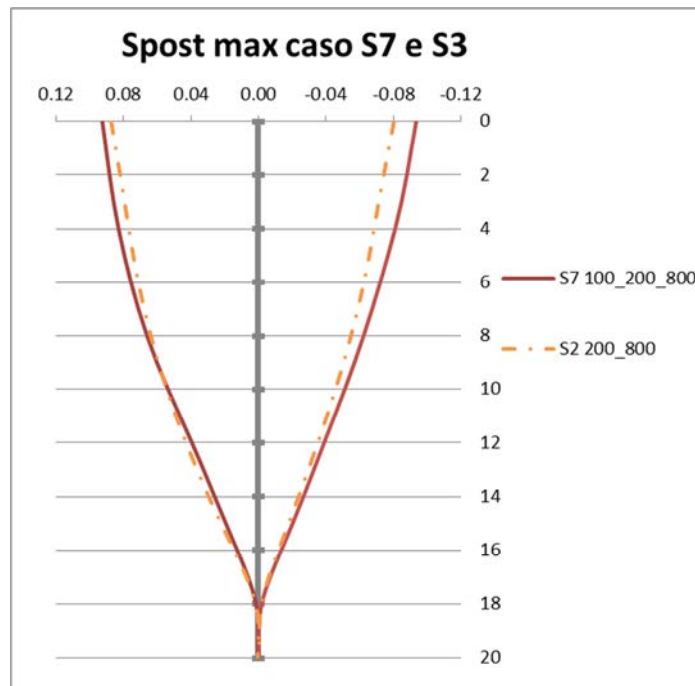
fig. 5. 32: Involuppi degli spostamenti (caso *S7* ed *S3*)

Dalla sovrapposizione dei due involuppi è possibile notare che i due comportamenti, al di sotto della prima interfaccia a 5 metri, non si discostano molto. All'interno del deposito superficiale, invece, lo spostamento della parte immersa nel terreno meno rigido ( $V_s = 100$  m/s) supera quello relativo al caso *S3*. La presenza di un terreno con  $V_s = 400$  m/s fino al piano campagna, infatti, fa sì che il palo abbia un impedimento più marcato che gli impone di avere spostamenti inferiori.

Il fatto che però, al di sotto di un certo livello, lo spostamento massimo rimanga praticamente invariato, consente di dedurre che il comportamento in profondità non è influenzato da quello superficiale.

Ovviamente si tratta, come nel caso dello sforzo flettente, di una deduzione riferita al singolo caso poiché non è possibile individuare una legge di variazione del comportamento non avendo a disposizione ulteriori risultati ottenuti con diversi terreni di fondo e con diversi spessori dei due depositi superficiali.

Per completare il confronto, si considera il comportamento della stratigrafia *S7*, avente in successione i terreni con  $V_s = 100 / 200 / 800$  m/s e quello relativo al caso *S3*, in cui il deposito presenta una  $V_s = 200$  m/s che si estende fino al piano campagna. I due involuppi sono rappresentati in figura 5.33.



**fig. 5. 33:** Involuppi degli spostamenti (caso S7 ed S3)

I risultati delle due stratigrafie considerate in figura 5.33, anche in termini di spostamenti, sono quasi completamente coincidenti. Il caso *S7* presenta, in corrispondenza del deposito caratterizzato da una minor rigidezza ( $V_s = 100$  m/s), degli spostamenti leggermente maggiori nel lato delle  $x$  negative. Questo effetto potrebbe essere dovuto al fatto che, in superficie il terreno ha una rigidezza pari a metà di quella che presenta il caso *S3* ed il palo subisce una minore impedenza. La differenza presente fra le due curve è però diversa rispetto a quella rappresentata in figura 5.32. In quel caso, a partire dal livello dell'interfaccia posta a 5 metri di profondità, lo scostamento dei due involuppi è dato da un cambio di pendenza della curva relativa al caso *S7* dovuto al passaggio dal terreno con  $V_s = 400$  m/s a quello con  $V_s = 100$  m/s. Passando invece dal terreno con  $V_s = 200$  m/s a quello con  $V_s = 100$  m/s, oltre a non percepire variazioni di momento, non si percepiscono variazioni di spostamento. Il fatto che la curva relativa alla stratigrafia *S7* raggiunga punti più distanti dalla posizione originaria del palo è dovuto ad un minor effetto globale di impedenza che si nota all'interno dei primi 8/9 metri e non ad una deformazione concentrata del palo.

In riferimento allo spostamento massimo del palo in profondità, si può affermare che esso non è influenzato da quello superficiale e quindi dalla stratigrafia.

Le osservazioni relative alla figura 5.33 sono da considerarsi solo indicative dal momento che, in mancanza di analisi condotte per casi intermedi, non è possibile capire se si tratti di un comportamento reale o se i risultati siano affetti da errori.



## 6- Conclusioni

Il lavoro di tesi presentato nei capitoli precedenti ha preso spunto dall'esame dei risultati presenti in letteratura. Lo scopo iniziale è stato, quindi, quello di trovare un riscontro fra i risultati delle analisi e quelli già pubblicati nel corso degli ultimi anni. A questo proposito sono stati definiti dei casi aventi caratteristiche riconducibili a quelle di letteratura, seppur non identiche, limitando il numero di parametri dei quali valutare l'influenza sulla risposta. La riduzione dei parametri presi in considerazione ha permesso di focalizzare l'attenzione sugli aspetti che sembrano influenzare maggiormente il fenomeno di interazione cinematica. Il secondo obiettivo è stato l'esame del comportamento nel caso di condizioni stratigrafiche più complesse.

Nello studio si è constatato che la caratterizzazione del suolo, attraverso le curve di decadimento del modulo di taglio  $G$  e di smorzamento  $D$ , incide in modo significativo nei casi in cui lo spessore del deposito è elevato. Nelle analisi il deposito viene suddiviso, nel rispetto di una rigorosa trattazione, in diversi sotto-strati per ciascuno dei quali si determinano le curve. Pertanto, ad ogni profondità e per ogni molla, le accelerazioni sono ricavate tenendo conto delle curve  $G/G_0$  e  $D$  riferite al sotto-strato a cui appartiene la molla. Si è riscontrato che tali accelerazioni risentono della pur modesta variazione fra le curve all'interno del medesimo strato, dovuta al variare della tensione media effettiva, che determina una modifica dell'andamento del modulo di taglio e dello smorzamento del terreno in funzione di  $\gamma$ . Le stratigrafie in cui il deposito ha uno spessore elevato presentano una variazione più marcata della tensione media effettiva e ciò incide maggiormente nella risposta del palo. I risultati ottenuti in letteratura non tengono conto di questo aspetto, che risulta essere la causa principale degli scostamenti indesiderati fra gli andamenti delle analisi e quelli degli studi pubblicati. Rimane da approfondire quale sia la scelta migliore fra una semplificazione estrema ed una schematizzazione che, di fatto, simula l'esistenza di un'interfaccia all'interno di uno stesso tipo di terreno.

Una possibile soluzione al problema potrebbe essere quella di generare, per ogni molla, una curva di decadimento  $G/G_0$  ed una curva di smorzamento  $D$ .

I risultati ottenuti con le prime tre stratigrafie ( $S1$ ,  $S2$  e  $S3$ ) esaminate sono equiparabili a quelli di letteratura. Tuttavia, da un punto di vista applicativo, le successioni stratigrafiche che rappresentano sono forse le meno significative poiché non simboleggiano sottosuoli simili a quelli che tipicamente richiedono l'uso di fondazioni profonde. In seguito vengono brevemente riportate le principali deduzioni ricavate dai confronti fatti.

- Un palo libero di ruotare in testa ed immerso in un terreno stratificato presenta, in caso di sisma, il massimo valore di sforzo flettente a livello dell'interfaccia fra i due terreni. Il

valore massimo può essere messo in relazione con l'entità del rapporto impedenza, con il tipo di terreno e con la profondità alla quale si posiziona la variazione di rigidezza.

- Solo quando l'interfaccia si trova in prossimità della superficie, soprattutto per i terreni più sciolti, l'involuppo tende ad essere caratterizzato da un picco di momento secondario nella zona immersa nel deposito. Il suo valore cresce al diminuire della rigidezza del deposito stesso.
- Il picco di momento a livello del cambio di terreno diminuisce, seppur in modo minimo, al crescere dello spessore del deposito quando il deposito è caratterizzato da un terreno di bassa rigidezza, come può essere un'argilla tenera. Ciò è in contrasto con quanto trovato in letteratura ma potrebbe essere dovuto ad un errore di tipo numerico.
- Il picco di momento, dovuto al cambio di impedenza, cresce all'aumentare della profondità dell'interfaccia quando il deposito è caratterizzato da una rigidezza non troppo bassa.
- Oltre un certo spessore del deposito, il momento flettente massimo all'interfaccia mantiene un valore costante, dipendente sempre dal rapporto di impedenza, ma senza presentare un aumento o una riduzione (a seconda della rigidezza del deposito) all'aumentare della profondità del cambio di terreno.
- All'aumentare del rapporto di impedenza, il valore del momento flettente a cui è soggetto il palo aumenta. Infatti quando la differenza di rigidezza è più elevata, cioè il terreno in superficie è molto meno rigido, è maggiore lo spostamento della parte superiore rispetto a quella immersa e si ha quindi una deformazione maggiore del palo che induce su di esso uno sforzo superiore.
- All'aumentare dello spessore del deposito, la variazione di rigidezza del terreno superficiale incide sullo sforzo in modo meno rilevante, se essa si mantiene all'interno di un range caratterizzato da bassi valori. Influisce invece, anche quando l'interfaccia è in profondità, la presenza di un terreno di rigidezza maggiore, più simile a quella del sottofondo. Esso incide facendo diminuire il picco di momento rispetto a quello che darebbe un maggior rapporto di impedenza.
- Lo spostamento massimo in sommità aumenta all'aumentare dello spessore del deposito entro cui il palo incontra meno resistenza. Maggiore è la parte di palo immersa in un terreno meno rigido di quello di fondo e maggiore è il campo di spostamenti. Quindi l'effetto che fa crescere il moto del palo sottoposto al sisma è la distanza del piano rigido dalla superficie.
- Una maggiore rigidezza del deposito comporta, come prevedibile, una diminuzione dello spostamento ed esso risulta essere meno influenzato dalla profondità dell'interfaccia.

Le altre tre stratigrafie esaminate (*S4*, *S5* e *S6*), dal punto di vista applicativo, si avvicinano maggiormente ad una condizione stratigrafica per la quale è probabile l'utilizzo di fondazioni profonde. Le osservazioni che vengono riportate sono riferite quindi ad una stratigrafia in cui il terreno di fondo ha una rigidezza tipica di una sabbia densa e non più di un substrato roccioso.

- Un terreno di fondo avente rigidezza tipica di una sabbia densa consente spostamenti relativi non nulli alla parte di palo in esso immersa. Al diminuire dell'impedenza del terreno di fondo, lo spostamento non dipende più solamente dal terreno superficiale e l'influenza della rigidezza del deposito sullo spostamento della parte di palo in esso immersa, decresce al decrescere della stessa in profondità. In presenza di un terreno di fondo di rigidezza non troppo elevata la parte al di sotto dell'interfaccia ha uno spostamento relativo non nullo rispetto alla sommità del palo. La parte inferiore tende ad assecondare lo spostamento della parte superiore, rendendo il comportamento globale meno dipendente dal tipo di deposito superficiale.

Mantenendo costante il rapporto di impedenza è stato possibile confrontare i risultati ricavati ponendo sul fondo un terreno molto rigido o uno con rigidezza inferiore. Le osservazioni che ne derivano sono elencate in seguito.

- Per rapporti di impedenza costanti, l'involuppo di momento è maggiore se in profondità è presente un terreno meno rigido che causa, probabilmente, una amplificazione delle accelerazioni sismiche.
- La variazione dello sforzo flettente, al variare delle coppie di terreno considerate, è più marcata quando la rigidezza del deposito è pari a metà di quella del terreno sottostante. Ciò potrebbe non avere nulla a che fare con il tipo di rapporto di impedenza ( $1/2$  o  $1/4$ ) se si tiene conto del fatto che i casi di cui non si riscontra una variazione passando da un fondo con caratteristiche simili ad un substrato roccioso ad uno rappresentativo di una sabbia densa, presentano in superficie due terreni con rigidezza molto bassa e molto simile.
- Quando le due rigidezze confrontate sono entrambe molto basse le accelerazioni in superficie non cambiano in modo evidente e non si ha alcuna influenza da parte del terreno di fondo.
- Anche la profondità influenza, anche se di poco, l'andamento del momento al variare del terreno di fondo. Maggiore è l'approfondimento dell'interfaccia e minore è la differenza fra gli involuppi dei pali ammorsati in terreni aventi diverse rigidezze. Si deduce che il terreno profondo meno rigido in qualche modo amplifica gli sforzi e tale amplificazione è ridotta quando il palo in esso immerso si riduce.

Le ultime stratigrafie esaminate (S7) hanno fornito alcune informazioni preliminari per quanto riguarda il comportamento del palo immerso in una stratigrafia più complessa, evidenziando (quasi sempre) la presenza di un picco ad ogni interfaccia.

- I picchi di momento, a livello di ogni interfaccia, presentano un valore maggiore quanto maggiore è il rapporto di impedenza fra i due terreni a prescindere dalla profondità dell'interfaccia considerata. Quando è presente un cambio di terreno, vicino alla superficie e caratterizzato da un elevato rapporto di impedenza, si rileva un ulteriore aumento del momento.
- Il fatto che, quando i due terreni più superficiali hanno una rigidezza molto ridotta e molto simile, il cambio di terreno non venga avvertito, potrebbe dipendere dal fatto che le accelerazioni non cambiano molto quando attraversano due terreni diversi ma molto poco rigidi.

Infine, confrontando le stratigrafie complesse con quelle che mantengono il terreno del secondo deposito fino in superficie si nota che:

- Al di sotto di un certo livello, il momento massimo non cambia e perciò il comportamento in profondità non è influenzato da quello superficiale.
- In riferimento allo spostamento massimo del palo in profondità si può notare che esso non è influenzato da quello superficiale e quindi dalla stratigrafia.



## Bibliografia

- N. Allotey, M. H. El Naggar (2006) – *Generalized dynamic Winkler model for nonlinear soil-structure interaction analysis*. Can. Geotech. J. , 45, 560-573.
- N. Allotey, M. H. El Naggar (2007)- *An investigation into the Winkler modeling of the cyclic response of rigid footings*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering
- N. Allotey, M. H. El Naggar (2008) – *A numerical study into lateral cyclic nonlinear soil-pile response*. NRC Canada
- M. Alfach (2012) - *Influence of Soil Plasticity on the Seismic Performance of Pile Foundations – a 3D Numerical Analysis*. Jordan Journal of Civil Engineering
- R. W. Boulanger, C. J. Curras, B. L. Kutter, D. W. Wilson and A. Abghari (1999) - *Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering
- F. Dezi, S. Carbonari, G. Leoni (2009) - *Kinematic bending moments in pile foundations*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering
- R. Di Laora, A. Mandolini, G. Mylonakis (2012) - *Insight on kinematic bending of flexible piles in layered soil*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering
- M. Heidari, H.El Naggar, M. Jahanandish, A. Ghahramani (2013) - *Generalized cyclic p–y curve modeling for analysis of laterally loaded piles*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering
- M. Heidari, M. Jahanandish, H. El Naggar and A. Ghahramani (2013) – *Nonlinear cyclic behavior of laterally loaded pile in cohesive soil*. NRC Research Press
- Nikolaou, Mylonakis, Gazetas(1995). *Kinematic bending moments in seismically stressed piles*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering
- S. Sica, G. Mylonakis, A. L. Simonelli (2010) - *Transient kinematic pile bending in two-layer soil*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering
- A. Tombari, F. Dezi, M.H. El Naggar (2012) - *Soil-Pile-Structure Interaction Under Seismic Loads: Influence Of Ground Motion Intensity, Duration And Non Linearity*
- M. Vucetic and R. Dobry - *Effect of soil plasticity on cyclic response*. Journal of Geotechnical Engineering
- P. J. Vardanega and M. D. Bolton [2013] - *Stiffness of Clays and Silts: Modeling Considerations*. American Society of Civil Engineers
- G. Wu, W. D. Finn (1997). *Dynamic nonlinear Analysis of pile foundations using finite element method in the time domain*. Can. Geotech. J. , 34(1), 34-43. NRC Canada
- J. Zhang, R.D. Andrus and C.H. Juang (2005) - *Normalized Shear Modulus and Material Damping Ratio Relationships*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering









## RINGRAZIAMENTI

Prima di dimenticarmi vorrei ringraziare un mio collega, Alessandro, che ha sempre risposto tempestivamente alle mie e-mail piene di dubbi, nonostante lavorasse tutto il giorno.

Ringrazio anche il Professor Cortellazzo, che ha saputo accettare il mio innato pessimismo e il mio modo spavaldo di dire le cose.

In generale non servirebbe ma lo dirò comunque: non avrei mai pensato di arrivare a questo punto. Laurea Magistrale in Ingegneria Civile. Fa perfino impressione dirlo.

Questo traguardo però non è solo merito mio. Da sola non avrei potuto percorrere nemmeno metà della strada.

Un ringraziamento speciale va a mia mamma e a mio papà che mi hanno permesso di vivere questi anni senza alcuna proibizione, dandomi la possibilità di fare tutto e anche in più. Hanno sempre solo immaginato cosa volesse dire seguire le lezioni (e magari ri-seguirle l'anno dopo), fare gli esami (e ri-farli anche più volte)... ma non hanno mai sottovalutato la difficoltà di quello che stavo facendo. E, in silenzio erano comunque fieri di me. Quando gli esami andavano male non mi rimproveravano. C'era sempre, ad accogliermi a casa, un semplice "Ben ben! Tel rifarà!" o un ingenuo "Ma te pol rifarlo vero?!". Forse perché sembravo già abbastanza delusa, forse perché sapevano che mettermi fretta avrebbe solo peggiorato le cose o forse perché anche a loro sembrava normale che le cose non mi riuscissero subito bene. Dicendo che devo ringraziarli intendo proprio ringraziarli.

Anche le mie sorelle sono state delle grandi motivatrici. Non hanno mai avuto il minimo dubbio sulla riuscita di questa mia "impresa". Pur odiando le persone che portano qualcuno in palmo di mano, loro han sempre portato me su un palmo di mano forse senza rendersene veramente conto. Ringrazio anche quel "pindol" di mio fratello che non riesce mai a tenere la bocca chiusa e, rispondendo sempre a tono (quasi troppo), fa sembrare me una figlia educatissima. Lo ringrazio per le foto satiriche che ci scambiamo come se fossimo davvero fratello e sorella (oddio lo sto scrivendo sul serio).

Una persona speciale che devo ringraziare è il mio coco. A lui un ringraziamento speciale perché ha sopportato e sopporta le mie lagne, perché so che "il mio coco correrà tutti i giorni" ( ;-P ), perché mi lascia sempre vedere le pertite della Juve e anche i commenti post partita (per non parlare di tutti i gol della serie A), perché per me c'è sempre anche dopo aver lavorato dodici ore, perché crede che io possa diventare un bravo ingegnere e possa mantenerlo (o magari lo spera solo), perché mi vuole bene anche se sa che non cucinerò mai bene come sua mamma, perché è la parte organizzata e piena di aspettative della coppia e perché è lui.

Un grande sostegno mi è sempre stato dato dal gruppo di amici "venerdì non so se passo in ufficio". Forse per la voglia di festeggiare alla mia laurea, forse perché mi vogliono davvero bene

come io ne voglio a loro, ma mi par proprio che ci tenessero tanto a vedermi arrivare al traguardo. Quindi Grazie per il sostegno! Coco, Rebi, Kekko, Bebo!! Ci aspetta il nostro viaggio!

Non posso far a meno di dire GRAZIE anche alle mie amiche storiche. Quelle che hanno sempre gioito dei miei traguardi universitari e che sanno che io non mando mai messaggi e non chiamo mai nessuno, ma mi vogliono bene lo stesso. Anche perché adesso, con Dubs mash, ogni tanto le faccio ridere.

Grazie Mur. per le nostre avventure, il tuo motorino sopra la tua gamba, i nostri pigiama party, le stagioni a Corvara e tutto il resto. Grazie Eli (Bulla), per aver trovato lavoro proprio il mese di marzo, per esser comunque qui con il pensiero e con il cuore, soprattutto per avermi fatto sentire l'allarme-sveglia di tua mamma e per credere in me quasi più di quanto serva.

Grazie anche a te Eli, per il pomeriggio all'Odissea mai realizzato perché non è passata la navetta, per le sere in Birreria aspettando Ben e poi arrivava la diva e noi sprofondavamo, per le superiori che mi sembrano finite ieri e perché per me ci sei sempre.

Chi più delle mie coinquiline può dire di avermi sopportata? Nonostante le facessi ridere con le mie avventure e le mie cavolate dev'essere stata davvero dura. Vi ringrazio!

A Benedetta auguro di continuare così perché è sulla buona strada per diventare come me (Bene...non son se sia un bene), discepola e motivatrice, instancabile pubblico dei miei monologhi da Zelig. A lei dedico un indimenticabile: "Vai Panchino, fatti una corsa! ...."

Martina, poretta. Ha passato mattine terribili, quando mi alzavo già piena di minchiate da raccontare. Marti... Sapevo che non mi ascoltavi, ma era più forte di me.

Alessandra, serate intere a parlare e spettegolare delle solite due o tre cose. Parlare con lei mi faceva sentire la psicologa dell'anno. Il giorno dopo capivo di aver parlato due ore al muro ma le voglio bene in ogni caso. Membro ufficiale del "Le tre dell'Ave Maria" assieme a me e a Carla (Grazie di tutto anche a te Carla!) e fondatrice del motto "Bisogna bagnarle queste cose!". Ale, un ringraziamento epatico per avermi fatto conoscere il baretto dal vino a un euro, dove ho trascinato tutti gli altri. "Ma senza vino, non c'è fesssta".

La piccola Lucia deve esser ringraziata per aver capito subito lo spirito dell'appartamento e per aver accettato di venire ad abitare con noi nonostante pensasse che fossi pazzo. Grazie bronzetta quarta!

Alla mia mitica compagna di stanza dell'anno scorso, alla mia compagna di studio e cavolate, alla musa ispiratrice per le 'serate film', alla parte simpatica e divertentissima dell'ultimo anno di esami intensi, alla mia quasi gemella (non di aspetto) Fede: GRAZIE! Non credo di averla ancora perdonata per avermi fatto vedere, una delle prime sere, "PS I love you"...e per tutte le lacrime versate guardandolo. Ma in compenso la ringrazio per avermi drogata di Revenge, per il cono per le orecchie, lo smalto messo benissimo, la sua spavalderia nei confronti dei germi, la pazienza nel

sentirmi dire che non avrei passato l'esame, le nostre risate infinite. E per i nostri messaggi audio, insostituibili.

Un grosso GRAZIE lo devo anche alla mia Vecia. Da troppo tempo non sento il suo inconfondibile acuto "Chiiiiiiii" in cortile, ma lo immagino come fosse ieri. È lei che mi ha insegnato come si fa a bere un montenegro "alla vecia", che mi ha ospitato nella sua soffitta e sul suo terrazzo, che mi ha fatto capire che di incenso si può essere dipendenti, che è il simbolo del vestirsi a cipolla, che mi ha fatto assaggiare il "pastel de nata", che sta ancora aspettando che vada a trovarla a Trissino ma mi vuole comunque bene... e chissà quante ne ho dimenticate! Un grazie alla mia speciale Anna!

Ringrazio in massa tutti i miei compagni fidati di studio e di progetti. Quelli che dall'inizio alla fine sono stati sempre presenti in un modo o nell'altro (anche durante i terremoti in aula). Quelli che sono rimasti un po' indietro. Quelli che mi hanno praticamente doppiata. Quelli che stanno per finire come me. Quelli che finiranno a breve. Quelli che hanno condiviso con me questi ultimi mesi rallegrando la giornata con qualche caffè (l'aperitivo corto non lo faccio più con voi). Quelli che non perderebbero la mia festa a Paluch mai e poi mai.

E non posso dimenticare Gido, grande amico-nemico dei miei anni universitari. Sono costretta a ringraziarti per le mattine, i pomeriggi e le sere di studio. Per la nostra "aula studio Paluch". Per gli insulti immancabili, per avermi fatto conoscere tuo fratello, molto più caro e dolce di te, per esser stato mio amico anche senza saperlo. Stavolta mi sono laureata prima io. Sappiamo io e te che titolo mi sono guadagnata per questo.

In questi anni ho conosciuto tantissime persone. Alcune benissimo, altre meno. Ho sparato le mie ignoranti cavolate fra un esercizio e l'altro (a dire il vero anche durante) perché era giusto che sapessero di chi stavano diventando amici. Ho fatto corse clandestine in bici perché fondamentalmente non sono ancora cresciuta ma non ero sola, quindi... Ho anche fatto qualche festa, ma solo dopo aver capito che forse potevo laurearmi anche abbassando un attimo la guardia. Ho imparato a vivere bene anche a Padova, nonostante Paluch fosse la mia isola felice e questo grazie alle persone che avevo e ho attorno. Ho sempre avuto qualcuno con cui ridere e con cui confrontarmi. Insomma, non sono mai stata sola ed è stato questo il segreto del mio "successo". Non sono assolutamente fatta per la solitudine, infatti ho vinto io.

E in fin dei conti, senza tutto questo, sarebbe stata solo Università. Invece è stato molto di più.

Grazie a tutti.

Michela  
(zia Chichi)