



**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI
FEDERICO II**

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA GEOTECNICA

**Dottorato di Ricerca in
INGEGNERIA DELLE COSTRUZIONI**

XVIII Ciclo

GENNARO LANDI

**Pali soggetti a carichi orizzontali:
indagini sperimentali ed analisi**

novembre 2005

INDICE

PARTE I: ESAME CRITICO DELLA LETTERATURA

Capitolo 1. Pali sotto azioni orizzontali: generalità e definizioni	pag. 6
1.1 Fondazioni profonde	pag. 6
1.2 Inquadramento della ricerca	pag. 9
1.3 Generalità	pag. 11
1.4 Sommario della Tesi	pag. 14
Capitolo 2. Comportamento del palo singolo e del gruppo di pali sotto azioni orizzontali	pag. 16
2.1 Risposta del palo singolo alle azioni orizzontali	pag. 16
2.1.1 Aspetti tipici della risposta	pag. 17
2.1.2 Fattori che influenzano la risposta del palo	pag. 19
2.1.3 Carico limite del palo singolo sotto azioni orizzontali	pag. 30
2.1.4 Rottura a blocco	pag. 40
2.2 Risposta del gruppo di pali alle azioni orizzontali	pag. 43
2.2.1 Evidenze sperimentali	pag. 46
2.2.2 Efficienza	pag. 47
2.2.3 Distribuzione dei carichi nel gruppo: effetto ombra (o <i>shadowing</i>)	pag. 53
2.2.4 Distribuzione dei carichi nella fila: effetto di bordo	pag. 58
2.2.5 Momenti flettenti	pag. 61
2.2.6 Effetto della tecnologia di realizzazione dei pali	pag. 66
Capitolo 3. Modellazione dei pali sotto azioni orizzontali	pag. 68
3.1 Modelli alla Winkler	pag. 69
3.1.1 Determinazione delle curve $p - y$	pag. 70
3.1.2 Andamenti delle curve $p - y$	pag. 72
3.1.3 Modellazione dei gruppi di pali	pag. 83
3.1.4 Metodo del carico caratteristico	pag. 89

3.2	Modelli del continuo elastico: metodi agli elementi di contorno	pag. 94
3.2.1	Pali sotto azioni verticali	pag. 95
3.2.2	Pali sotto azioni orizzontali	pag. 96
3.2.3	Esempi di letteratura	pag. 99
3.3	Modelli del continuo: metodi agli elementi finiti	pag. 122
3.3.1	Continuo elastico: esempi di letteratura	pag. 124
3.3.2	Continuo deformabile: cenni	pag. 133
3.4	Risultati delle analisi parametriche	pag. 136
3.4.1	Palo singolo	pag. 136
3.4.1.1	Analisi elastica	pag. 137
3.4.1.2	Analisi non lineare	pag. 171
3.4.2	Coppia di pali	pag. 180
3.4.3	Valori del modulo elastico del terreno	pag. 191

PARTE II: IL CODICE NAPHOL

Capitolo 4. Modello messo a punto presso il DIG: programma NAPHOL	pag. 195	
4.1	Descrizione del programma di calcolo	pag. 195
4.1.1	Modellazione del palo	pag. 196
4.1.2	Modellazione del terreno	pag. 201
4.1.3	Sistema di equazioni risolutivo	pag. 206
4.1.4	Analisi non lineare	pag. 213
4.1.5	Discretizzazione del palo in conci: ottimizzazione	pag. 216
4.1.6	Discretizzazione dei conci in sottoconci: ottimizzazione	pag. 223
4.1.7	Modellazione del gruppo di pali	pag. 229
4.2	Analisi parametriche	pag. 235
4.2.1	Palo singolo	pag. 235
4.2.2	Coppia di pali	pag. 249
4.2.3	Effetto irrigidente dei pali	pag. 263
4.2.4	Confronti con la letteratura	pag. 269

Capitolo 5. Validazione di NAPHOL; palo singolo **pag. 274**

- 5.1 Prove di carico su pali singoli pag. 274
 - 5.1.1 Procedura di analisi pag. 276
 - 5.1.2 Profilo di resistenza del terreno pag. 282
- 5.2 Analisi a ritroso di prove di carico pag. 287
 - 5.2.1 Casi sperimentali: terreni incoerenti pag. 287
 - 5.2.2 Casi sperimentali: terreni coesivi pag. 362
 - 5.2.3 Analisi dei risultati pag. 425
 - 5.2.4 Modulo di elasticità pag. 441

Capitolo 6. Validazione di NAPHOL; gruppi di pali **pag. 449**

- 6.1 Prove di carico su gruppi di pali pag. 449
 - 6.1.1 Casi sperimentali: terreni incoerenti pag. 450
 - 6.1.2 Casi sperimentali: terreni coesivi pag. 493
- 6.2 Analisi dei risultati pag. 518
- 6.3 Sovrapposizione ottimale: un esempio pag. 530

Capitolo 7. Sommario e conclusioni **pag. 534**

Bibliografia **pag. 543**

PARTE I

ESAME CRITICO DELLA LETTERATURA

CAPITOLO 1

1.1 FONDAZIONI PROFONDE

Numerose strutture del panorama urbano che ci circonda (edifici civili e industriali, ponti, opere di sostegno, ecc.) sono fondate su pali (figura 1.1). Il ricorso a fondazioni profonde si rende necessario, solitamente, quando le caratteristiche meccaniche dei terreni superficiali risultano scadenti, ed è indispensabile approfondire le opere di fondazione al fine di raggiungere gli strati più profondi e resistenti, ai quali affidare il compito di sopportare i carichi che la sovrastruttura trasmette al terreno. Mediante la realizzazione di pali di fondazione è così possibile raggiungere strati profondi molto rigidi (ad esempio substrati rocciosi), nei quali ammorsare i pali; in tale caso la trasmissione dei carichi al terreno è affidata essenzialmente alle tensioni normali che si sviluppano alla base del palo (pali portanti di punta). In assenza di un substrato molto rigido, i carichi possono essere trasmessi al terreno prevalentemente attraverso le tensioni tangenziali che si sviluppano sulla superficie laterale; in tal modo, i carichi della sovrastruttura sono trasmessi al terreno con gradualità (pali sospesi).



Figura 1.1. La *Commerzbank* di Francoforte sul Meno.

Alle fondazioni profonde si può ricorrere anche in altre circostanze: per fronteggiare fenomeni di erosione al piede di opere di fondazione disposte in

presenza di corsi d'acqua, in aree in cui si prevede uno scavo in adiacenza al sito di realizzazione delle fondazioni, per fronteggiare fenomeni di trascinamento, verso l'alto o verso il basso, di terreni collassabili o rigonfianti (VESIC, 1977).

In ultima analisi, la realizzazione di fondazioni profonde ha lo scopo di rendere stabile e sicura la struttura in elevazione. Questo principio costruttivo è noto sin dalla preistoria, e già migliaia di anni fa l'uomo fondava su pali in legno le abitazioni poste in prossimità di corsi d'acqua e laghi: le palafitte (figura 1.2). A Erodoto, il grande storico greco del V secolo a.C., risale il primo riferimento, in un testo scritto, a questa tecnica costruttiva. Parlando dei Peoni, una popolazione della Tracia, li descrive in tal modo *"coloro che dimorano nel lago, le cui abitazioni sono così costruite: in mezzo all'acqua stanno delle impalcature formate da alcune tavole unite e ben connesse sopra alti pali, alle quali si accede dalla riva, attraverso un unico ponte. Gli stessi loro abitatori eressero i pali su cui posa l'impalcatura in tempi antichi, ed in seguito stabilirono una regola sociale che tuttora seguono: ogni uomo deve tagliare e trasportare dal monte Orbelo tre pali per ogni donna che sposa e piantarli nel suolo, a ciascuno essendo permesso di pigliare più mogli"*.



Figura 1.2. Palafitte di Ledro (TN): particolare di una distesa di oltre 10.000 pali (età del bronzo, 1800 – 1300 a.C.).

La realizzazione di strutture fondate su pali è proseguita regolarmente durante la storia dell'uomo (i centri storici di Venezia ed Amsterdam, ad esempio, sono quasi interamente realizzati su pali di legno), ed è divenuta pratica ordinaria ai giorni nostri. Lo sviluppo della tecnologia ha consentito l'edificazione di sovrastrutture sempre più ardite, cui ha fatto seguito la richiesta di adeguate opere di fondazione. Le innovazioni tecnologiche hanno consentito di costruire pali di dimensioni sempre maggiori, sia per diametro che per lunghezza, con tecniche di realizzazione variegata e versatili. Ad esempio per strutture in mare aperto, quali le piattaforme petrolifere, i pali di fondazione raggiungono lunghezze superiori ai 100 metri e diametri superiori ai 3 metri.

Ogni struttura di fondazione è soggetta, per effetto dell'interazione con la sovrastruttura, a carichi combinati; questi possono essere espressi in via sintetica in una componente verticale, diretta secondo la direzione ed il verso della forza di gravità, in una componente orizzontale ed in una coppia applicata. Il compito della fondazione è quello di trasmettere tali carichi al terreno, in maniera tale che le sollecitazioni indotte sul terreno e quelle sopportate dalla fondazione stessa siano sufficientemente lontane da quelle di collasso, ed in maniera che gli spostamenti, nelle due direzioni verticale ed orizzontale, siano tollerabili dalla sovrastruttura. Solitamente (si pensi, ad esempio, un edificio) la componente prevalente dei carichi è quella verticale. In tali circostanze, i criteri di progetto della fondazione vertono su considerazioni legate al carico limite verticale dei pali e all'ammissibilità degli spostamenti, anch'essi in direzione verticale (cedimenti). Il carico limite in direzione orizzontale risulta essere raramente un elemento di criticità nel progetto del gruppo di pali (FLEMING ET AL., 1985; POULOS ET AL., 2001). I pali di fondazione vengono realizzati, in tali circostanze, con asse verticale e trasmettono i carichi al terreno attraverso le tensioni tangenziali che si sviluppano lungo la superficie laterale e/o attraverso le tensioni normali che si sviluppano alla punta del palo. I pali verticali posseggono altresì la capacità di sopportare azioni trasversali al proprio asse, lavorando a flessione e a taglio. Poiché la componente orizzontale dei carichi agenti su una fondazione è comunque non nulla (circa un decimo di quella verticale – BROMS, 1964a; POULOS & DAVIS, 1980), è necessario procedere ad una verifica a rottura ed in condizioni di esercizio anche in tale direzione.

In alcuni casi, l'aliquota dei carichi trasversali all'asse del palo agente sulla fondazione (componente orizzontale della forza e coppia) può essere non piccola; al contrario, può costituire la componente di carico principale. Si consideri, ad esempio, la fondazione di un'opera di sostegno. Più in generale, si considerino strutture in elevazione soggette a forti azioni del vento (ponti, grattacieli), del sisma, o all'azione delle onde (strutture in mare aperto), delle correnti (ponti sui fiumi), o soggette al possibile impatto di navi (banchine), o a strutture con forti eccentricità strutturali. Ancora, si pensi al caso di una palificata utilizzata ai fini di stabilizzare una frana. In tali situazioni, la considerazione degli spostamenti in direzione orizzontale della fondazione e/o delle sollecitazioni nei pali e nel terreno possono indurre dei vincoli di progettazione superiori a quelli richiesti dai carichi assiali.

Quando i carichi agenti in direzione orizzontale sono particolarmente elevati, è possibile realizzare pali ad asse inclinato (pali a cavalletto). In tale modo, un'aliquota del carico orizzontale può essere assorbita mediante sollecitazioni normali all'asse del palo, di trazione o compressione, a seconda della direzione di inclinazione del palo (figura 1.3). In presenza di sollecitazioni verticali ed orizzontali entrambe significative, la fondazione può essere realizzata con una palificata *mista*, costituita tanto da pali ad asse verticale quanto da pali ad asse

inclinato. Per esigenze tecnologiche, l'inclinazione dell'asse dei pali a cavalletto non eccede, solitamente, i 45°.

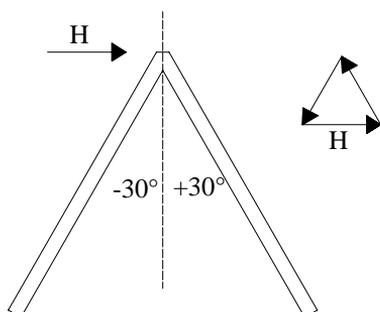


Figura 1.3. Schema di reazione di pali a cavalletto inclinati di 30°.

1.2 INQUADRAMENTO DELLA RICERCA

Lo studio del comportamento di una fondazione su pali dovrebbe essere condotto, a rigore, considerando la contemporanea azione di tutte le componenti del carico esterno. In tale contesto, alcuni lavori sono stati svolti da RANDOLPH (1998), per lo studio del carico limite di ancoraggi *offshore* a suzione, in argille; da WATSON ET AL. (2000), per la descrizione di prove realizzate su cassoni molto corti, sempre in argille; da MEYERHOF ET AL. (1981) e MEYERHOF & SASTRY (1985) per la risposta di pali rigidi in sabbie. Indicazioni generali sugli effetti dell'inclinazione dei carichi sui valori di carico limite del palo singolo sono stati presentati da MEYERHOF (1995) e CHO & KULHAWY (1995). In figura 1.4 è riportata la tipica forma di un dominio $Q_{lim} - H_{lim}$ ottenuto da questi ultimi. L'interazione tra carichi dipende anche dal segno della componente verticale, dunque dal fatto che questa sia di compressione o di trazione. Considerando un carico verticale di compressione, CHO & KULHAWY (1995) indicano le seguenti formule per il calcolo delle componenti Q ed H del carico limite, verticale ed orizzontale rispettivamente:

$$Q = Q_{lim}^s \left(\frac{\Psi}{90} - 1 \right) + Q_{lim}^b \left(\frac{\Psi}{90} - 1 \right)^{7,3} \quad (1.1)$$

$$H = H_{lim} (\sin \Psi)^{0,5}$$

dove Q_{lim}^s e Q_{lim}^b rappresentano, rispettivamente, i valori di carico limite verticale lungo il fusto ed alla base del palo; H_{lim} il valore di carico limite orizzontale; tali valori sono riferiti a carichi unidirezionali. Ψ è l'angolo di inclinazione della forza, in gradi, rispetto alla verticale (nella convenzione di figura 1.4, il carico limite verticale di compressione ha segno negativo).

Alla luce di alcuni dati sperimentali, limitati tuttavia ad un numero ridotto di casi, si ritiene che piccole aliquote di carichi orizzontali possano indurre un incremento della capacità assiale dei pali; allo stesso modo, il carico limite orizzontale dei pali aumenta in presenza di una componente verticale (MEYERHOF & SASSTRY, 1985).

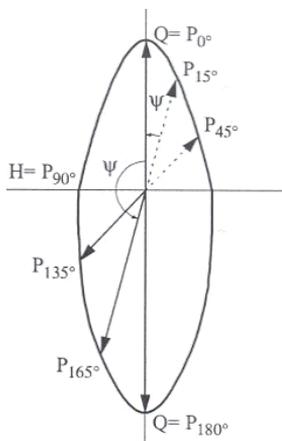


Figura 1.4. Dominio $Q_{lim} - H_{lim}$ (da Cho & Kulhawy, 1995).

In pratica quasi sempre si tende a considerare separatamente le due aliquote di carico e a valutare la risposta della fondazione alle forze agenti nelle due direzioni in maniera disgiunta ed indipendente. Anche in ambito di ricerca, al fine di semplificare il già di per sé complesso problema dello studio della interazione terreno – struttura di fondazione, si preferisce spesso separare le due componenti di carico e studiarne gli effetti sulla fondazione separatamente.

Lo studio del comportamento delle fondazioni su pali soggette ad azioni verticali statiche ha interessato da diversi anni il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica (DIG) di Napoli. Nell’ambito dell’ampia produzione scientifica degli ultimi anni, si possono citare, ad esempio, i lavori di quattro Tesi di Dottorato (MANDOLINI, 1994; MAIORANO, 1996; RUSSO, 1996; DE SANCTIS, 2000). Queste Tesi, oltre ad offrire un contributo alla ricerca in termini di dati sperimentali e numerici, hanno compreso la realizzazione dei programmi di calcolo GRUPPALO (MANDOLINI, 1994) e NAPRA (RUSSO, 1996) adibiti, rispettivamente, all’analisi del comportamento dei gruppi di pali (la piastra non è a contatto con il terreno) e all’analisi del comportamento delle piastre (a contatto con il terreno) su pali soggetti a carichi verticali. Entrambi i programmi di calcolo si basano sulla modellazione del terreno come un continuo elastico.

La presente Tesi di Dottorato si pone come una prosecuzione ideale del lavoro precedentemente svolto nel Dipartimento, proponendosi di studiare il

comportamento dei pali, singoli ed in gruppo, soggetti ad azioni trasversali al proprio asse. A tal fine, è stato messo a punto il programma di calcolo NAPHOL (Non – linear Analysis of Piles under HOrizontal Loading), il cui principio di modellazione verte, per uniformità con il passato, sul considerare il terreno come un continuo elastico.

L’obiettivo a lungo termine di tale lavoro, immaginandone una prosecuzione, è quello di far convogliare, in un unico programma di calcolo, quelli già realizzati, al fine di disporre di uno strumento capace di analizzare il comportamento di una fondazione su pali soggetta a carichi genericamente orientati.

Alla recente XVI° Conferenza Internazionale sulla Meccanica dei Terreni e l’Ingegneria delle Fondazioni (ICSMFE), svoltasi ad Osaka, in Giappone, numerosi articoli afferenti alla sezione delle fondazioni profonde hanno trattato il tema delle azioni orizzontali agenti su pali o su gruppi di pali. Tra gli altri, si citano i lavori di BOUAFIA & LACHENANI (2005), COUTINHO ET AL. (2005), KATZENBACH & TUREK (2005), KITIYODOM ET AL. (2005), MILOVIC & DJOGO (2005), PERLO ET AL. (2005), ROLLINS ET AL. (2005b). Una così corposa produzione è indice di un interesse molto attuale su questo tema di ricerca.

1.3 GENERALITA’

I pali soggetti ad azioni trasversali al proprio asse sono ripartibili in due ambiti (VESIC, 1975):

- pali che trasmettono carichi laterali al terreno;
- pali soggetti a carichi laterali per effetto del movimento del terreno circostante.

Nel primo ambito ricadono i pali che costituiscono la fondazione di una struttura in elevazione; essi trasferiscono al terreno i carichi trasmessi da questa ultima. Gli spostamenti del terreno, dunque, sono una conseguenza della interazione con i pali. Nel secondo ambito ricadono i pali utilizzati quali stabilizzatori di corpi di frana sui quali il terreno, in movimento, induce delle azioni orizzontali. Questa volta il movimento del terreno è la causa, le forze agenti sui pali sono un effetto. DE BEER (1977) ha assegnato alle due categorie di pali appena descritte la denominazione, rispettivamente, di *pali attivi* e *pali passivi*.

I parametri che regolano lo studio di entrambi i problemi sono i medesimi: la geometria e la rigidità del palo (o dei pali), la rigidità e la resistenza ultima del terreno. La modellazione della risposta del sistema palo – terreno, tuttavia, differisce. Nel corso della presente Tesi di Dottorato ci si è occupati del comportamento dei pali attivi.

Il complesso dei dati sperimentali dai quali derivano le informazioni sul comportamento dei pali sottoposti ad azioni orizzontali proviene dai risultati di prove di carico, condotte su pali singoli o su gruppi. Una significativa differenza nelle risposte ottenute mediante le prove dipende dalle modalità con cui il carico esterno agisce sul palo o sul gruppo. La forza esterna può essere applicata fondamentalmente secondo modalità:

- statiche;
- cicliche;
- dinamiche.

Nel primo caso (prova statica) si prevede che un determinato valore della forza esterna venga raggiunto mediante incrementi progressivi e *lenti*. Con tale aggettivo, ci si riferisce al fatto che durante la prova non insorgono forze d'inerzia. La prova statica si realizza, solitamente, in modo che ogni incremento di carico sia applicato quando risultino sostanzialmente esauriti gli effetti del livello di carico precedente. In altre parole quando, mantenendo un livello di carico costante nel tempo, si osservino in corrispondenza della testa del palo spostamenti molto limitati. I tempi di attesa prima di un successivo incremento di carico, in genere, non eccedono i 30 minuti. Ulteriori attese non influenzano significativamente i risultati della prova se i materiali nei quali questa viene condotta sono granulari o costituiti da argille sovraconsolidate, e il fattore di sicurezza a rottura è pari almeno a due (REESE & VAN IMPE, 2001). In altri casi, se le prove sono realizzate in argille soffici, inorganiche, o in altri terreni deformabili, il tempo di permanenza del carico ad un livello costante può influire significativamente sui valori di spostamento in testa al palo. In tali circostanze, affinché si dissipino completamente le sovrappressioni interstiziali indotte nel terreno saturo e gli spostamenti si arrestino definitivamente, può essere necessario mantenere la forza per un periodo molto lungo. BAGUELIN ET AL. (1989), ad esempio, hanno realizzato una prova su un palo singolo immerso in argille poco plastiche in cui ciascuno dei 5 livelli di carico è stato tenuto costante per un periodo medio di 54 giorni. Analoga modalità di prova è stata realizzata su un gruppo di 6 pali (BAGUELIN ET AL., 1985; DEGNY ET AL., 1994); i carichi sono stati mantenuti costanti per un periodo medio di 40 giorni. In assenza di diversa precisazione, una prova statica realizzata in terreni a grana fine si intende eseguita in condizioni non drenate.

Nel secondo caso (prova ciclica), le forze agenti sul palo oscillano in un prefissato intorno del valore del carico o in un prefissato intorno del valore dello spostamento in testa al palo. Le forze d'inerzia sono comunque nulle. L'obiettivo di una prova condotta secondo siffatte modalità è quello di valutare il degrado delle caratteristiche del terreno al crescere del numero di cicli. Frequente, nei casi sperimentali, è la realizzazione di prove *combinata*, statiche e cicliche. Si è soliti, difatti, applicare un determinato livello di carico, in forma statica; a questo, fare seguire una serie di cicli. In seguito, si applica un nuovo e più elevato livello di

carico. Se l'incremento è sufficientemente grande, si ritiene che le precedenti oscillazioni non influenzino la risposta statica del palo alla nuova sollecitazione. Un esempio di prova condotta secondo tali modalità si ha in REESE & WELCH (1975) o in BROWN ET AL. (1987).

Nel terzo caso, le forze sono applicate in forma dinamica. In tali circostanze, il palo e la strumentazione debbono essere adeguatamente predisposti in modo da tenere conto dell'insorgere delle forze d'inerzia e valutare gli effetti del moto del terreno. Prove di questo genere sono realizzate per simulare gli effetti del sisma.

I parametri che regolano lo studio del problema della risposta del sistema palo – terreno nei primi due casi sono, nuovamente, i medesimi: la geometria e la rigidità del palo (o dei pali), la rigidità e le caratteristiche di resistenza ultima del terreno. Nel caso di sollecitazioni cicliche, tuttavia, vanno previsti dei criteri di dipendenza delle caratteristiche meccaniche del terreno dal numero di cicli effettuati. Nel corso della presente Tesi di Dottorato si è fatto riferimento a forze esterne applicate in forma statica.

I pali che costituiscono una fondazione sono connessi tra loro da una struttura di collegamento (piastra, plinto, travi di fondazione) che li rende solidali tra loro. Le caratteristiche di rigidità della struttura di collegamento, poste in relazione con la rigidità flessionale e tagliente dei pali, condizionano la risposta del gruppo di pali. La risposta del gruppo di pali è altresì condizionata dal grado di vincolo che si induce al contatto tra struttura di collegamento e la testa del palo. Assunto, evidentemente, che non si verifichino spostamenti relativi piastra – palo, si possono verificare le opposte eventualità che la rotazione della testa del palo sia completamente impedita (il vincolo in testa al palo è un incastro) oppure che la rotazione in testa al palo sia completamente libera (il vincolo in testa al palo è una cerniera). In pratica, naturalmente, sono possibili situazioni intermedie alle due citate. Spesso, anzi, condizioni di vincolo riconducibili, teoricamente, ad un incastro, nei casi pratici si rivelano non essere tali. In siffatte circostanze, la presenza di un vincolo in testa al palo diverso da quello di un incastro perfetto può indurre una sottostima degli spostamenti della testa dei pali ed un'errata valutazione del valore e della localizzazione del momento massimo agente sul palo (MOKWA & DUNCAN, 2003).

La risposta del gruppo di pali è condizionata, inoltre, dall'evenienza che la piastra sia o meno a contatto del terreno. Nella prima situazione, difatti, la piastra di fondazione è in grado di assorbire un'aliquota del carico orizzontale, grazie alle tensioni tangenziali che si sviluppano alla base e lungo i bordi, e alla resistenza passiva esercitata dal terreno sulla porzione di piastra immersa. Tale aliquota è, sovente, tutt'altro che trascurabile; i valori di carico sopportati dalla piastra possono essere pari a quelli sopportabili dal gruppo di pali. Conseguentemente, gli spostamenti della testa dei pali ed i momenti flettenti che si generano su di essi, valutati trascurando il contributo della piastra, possono sovrastimare i valori effettivi anche del 100% (MOKWA, 1999). Alcuni contributi in questo senso sono

molto recenti (MOKWA & DUNCAN, 2001; BOREL, 2002; ROLLINS & SPARKS, 2002; HORIKOSHI ET AL., 2003) e testimoniano di un campo di ricerca ancora largamente inesplorato. Sulla base dei limitati risultati sinora disponibili, ottenuti con modalità di prova spesso eterogenee, non è agevole individuare andamenti generali. Il contributo di resistenza della piastra dipende, ad ogni modo, dalle caratteristiche di rigidezza e resistenza del terreno posto di fronte alla piastra e dalla profondità di immersione della stessa (MOKWA & DUNCAN, 2001). Meno significativo, in percentuale, è il contributo dovuto all'attrito piastra – terreno.

Un modello semplificato che studia il comportamento di una piastra di fondazione su pali a contatto con il terreno, soggetta a carichi orizzontali, è stato messo a punto recentemente da SMALL & ZHANG (2000; 2002). La struttura di collegamento dei pali è modellata come una piastra sottile e i pali come travi elastiche; al fine di considerare la variabilità delle proprietà di rigidezza del terreno con la profondità, quest'ultimo è rappresentato da una serie di strati orizzontali. La risposta del terreno alle sollecitazioni è ottenuta ricorrendo alla *teoria dello strato finito*, sviluppata per l'analisi di mezzi orizzontalmente stratificati (SMALL & BOOKER, 1986). Il metodo degli elementi finiti è utilizzato per determinare la risposta della piastra e dei pali.

Nella presente Tesi di Dottorato, la piastra non è considerata a contatto del terreno. E' prevista, invece, la modellazione del complesso palo (o gruppo di pali) – terreno sia nella condizione di rotazione in testa impedita che nella condizione di rotazione in testa libera. Nello studio del gruppo, inoltre, è prevista sia l'eventualità che la struttura di collegamento presenti una rigidezza relativa, rispetto ai pali, infinitamente grande (spostamenti delle teste dei pali tutti uguali), oppure una rigidezza relativa infinitamente piccola (ripartizione dei carichi sui pali uniforme). In tutti i casi reali incontrati in letteratura, la prima delle due ipotesi si è mostrata quella adatta alla descrizione della risposta del gruppo.

Riassumendo, lo studio del comportamento dei pali singoli e dei pali in gruppo svolto nella presente Tesi di Dottorato è stato rivolto a pali attivi, soggetti a carichi statici, collegati da una piastra non a contatto con il terreno.

1.4 SOMMARIO DELLA TESI

Il capitolo 2 della presente Tesi presenta un compendio delle evidenze sperimentali relative al comportamento dei pali soggetti a forze orizzontali, singoli ed in gruppo. Vengono inoltre elencate le principali indicazioni di letteratura legate alla determinazione del carico limite orizzontale dei terreni sollecitati da pali attivi.

Nel capitolo 3 viene presentato un compendio dei modelli adottati in letteratura al fine di studiare il comportamento dei pali e del gruppo di pali sotto azioni orizzontali. I modelli afferiscono a tre grandi categorie:

- modelli basati sulla schematizzazione del terreno alla Winkler;
- modelli basati sulla rappresentazione del terreno come un continuo elastico;
- modelli basati sulla rappresentazione del terreno come un continuo deformabile (legami costitutivi di tipo elasto – plastico).

Particolare attenzione viene rivolta ai metodi appartenenti alla seconda categoria, nella quale ricade il modello di calcolo realizzato nella presente Tesi. Viene presentato un compendio delle analisi parametriche realizzate dai diversi autori.

Nel capitolo 4 vengono illustrate le caratteristiche di modellazione del programma NAPHOL, nonché le analisi parametriche con esso realizzate. Queste ultime sono poste a confronto con le analisi di letteratura.

Il capitolo 5 ed il capitolo 6 sono dedicati alle analisi a ritroso di casi di prove di carico reperite in letteratura e ben documentate, realizzate sia in terreni incoerenti sia in terreni coesivi. Il capitolo 5 è dedicato ai pali singoli; il capitolo 6 ai gruppi di pali. In entrambi i casi sono presentate delle considerazioni d'insieme scaturenti dal complesso dei risultati ottenuti.

Il capitolo 7 è dedicato alle conclusioni.

CAPITOLO 2

2.1 RISPOSTA DEL PALO SINGOLO ALLE AZIONI ORIZZONTALI

Si consideri un palo ad asse verticale, con sezione circolare, immerso in un terreno omogeneo. Inizialmente le tensioni normali agenti sulla superficie laterale del palo presentano una distribuzione assialsimmetrica, la cui risultante è nulla (figura 2.1.b). Quando il palo è soggetto, in testa, ad una forza orizzontale e/o ad una coppia applicata, si induce una traslazione y all'interno del terreno (figura 2.1.a). Il diagramma delle tensioni del terreno, conseguentemente, si modifica; le tensioni normali poste di fronte al palo aumentano ed il terreno tende ad allontanarsi dal palo in direzione radiale. Le tensioni normali poste a tergo del palo, viceversa, diminuiscono, mentre il terreno tende a spostarsi verso il palo, ancora lungo una direzione radiale. Lungo i bordi del palo, le tensioni orizzontali presentano una componente normale ed una tangenziale. La risultante p [F/L] di tali azioni sarà posta nella direzione dello spostamento del palo ed avrà verso opposto ad esso (figura 2.1.c).

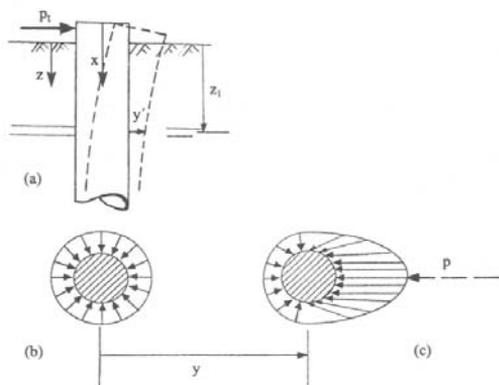


Figura 2.1. Interazione palo – terreno.

Ad un certo livello di carico, in prossimità del piano campagna, il terreno posto a tergo del palo tende a distaccarsi dallo stesso; il terreno posto di fronte al palo, invece, tende a raggiungere la condizione di collasso. A profondità maggiori, il terreno tende a scorrere defluendo lungo il bordo del palo, senza un distacco relativo a tergo. Alla luce di queste considerazioni risulta evidente come la reazione del terreno p dipenda sia dall'entità dello spostamento y raggiunto dal palo sia dalla quota di riferimento z .

Di conseguenza, la risposta di un palo verticale ad un carico orizzontale crescente, in termini di curva carichi – spostamenti, oppure in termini di carichi – momenti

flettenti massimi, è di tipo non lineare. Un esempio di curva carichi – spostamenti in testa al palo e di curva carichi – momenti flettenti massimi agenti lungo il fusto del palo è riportata in figura 2.2.

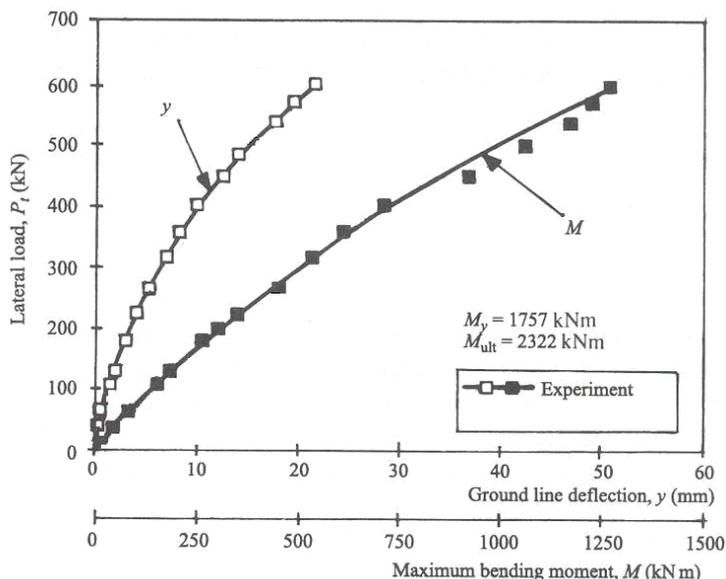


Figura 2.2. Curve sperimentali carichi – spostamenti e carichi – momenti flettenti massimi (da Reese et al., 1975)

2.1.1 ASPETTI TIPICI DELLA RISPOSTA

Gli spostamenti di un palo soggetto ad azioni orizzontali sono generalmente confinati nella sua porzione superiore. Raramente si osservano spostamenti significativi a profondità superiori ai primi 10 diametri al di sotto del piano campagna (FLEMING ET AL., 1985).

La profondità in corrispondenza della quale gli spostamenti del palo divengono trascurabili (e, conseguentemente, divengono trascurabili le sollecitazioni sul palo e le reazioni nel terreno) viene identificata come *lunghezza critica* del palo (RANDOLPH, 1981). La lunghezza totale del palo è, nei casi più frequenti, maggiore di quella critica; un palo per il quale questa evenienza si verifica è definito *flessibile*. In ragione di ciò, la lunghezza totale del palo risulta essere un parametro non significativo ai fini della risposta globale del sistema palo – terreno alle sollecitazioni orizzontali. Riferendosi ad HETENYI (1946), un palo di fondazione caricato da azioni orizzontali ricade nell'ambito delle strutture *infinitamente lunghe*.

Il valore della lunghezza critica dipende, ovviamente, dai parametri del sistema; in primo luogo, dalla rigidezza relativa palo – terreno. Diversi autori (KUHLEMAYER, 1979a; RANDOLPH, 1981; BUDHU & DAVIES, 1986; ecc.) si sono cimentati nella determinazione del valore di tale lunghezza. A tal proposito, si faccia riferimento a quanto illustrato nel paragrafo 3.4.1.

Poiché gli spostamenti del palo sono confinati nei primi diametri di profondità, risulta evidente come la risposta del sistema palo – terreno alle sollecitazioni orizzontali dipenda essenzialmente dalle caratteristiche meccaniche del terreno prossime al piano campagna. A fini progettuali, o al fine di realizzare un'analisi a ritroso di una prova di carico, riveste dunque particolare importanza la corretta caratterizzazione delle proprietà meccaniche del terreno in corrispondenza dei primi metri di profondità. L'esatta localizzazione della posizione della falda, o la individuazione di una crosta superficiale di sovraconsolidazione, dovuta ad esempio a fenomeni di essiccamento, anche di spessore ridotto, divengono fattori rilevanti ai fini della determinazione della risposta.

Per quanto attiene alle sollecitazioni, il momento flettente massimo agente sul palo si rinviene in testa al palo, nell'ipotesi che la testa sia impedita di ruotare, o lungo il suo fusto, nell'ipotesi che la testa sia libera di ruotare. La profondità alla quale si verifica il momento flettente massimo, nel secondo caso, è ancora una volta ridotta, corrispondente a pochi diametri di palo. La profondità della sezione di momento massimo dipende in primo luogo dalla rigidezza relativa palo – terreno. Nel paragrafo 3.4.1 sono riportate alcune indicazioni di letteratura relative alla determinazione di tale quota.

Sia il valore della lunghezza critica sia la profondità della sezione di momento massimo dipendono dall'entità del carico. Al crescere dello stesso, la lunghezza critica e la profondità di momento massimo aumentano (figura 2.3).

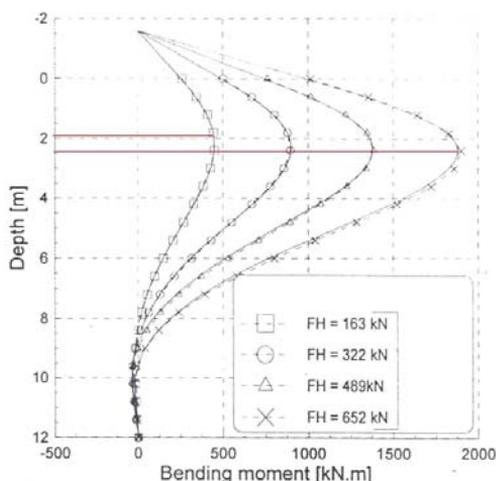


Figura 2.3. Progressivo aumento della profondità della sezione di momento massimo, al crescere del carico FH (da Remaud et al., 1998)

In relazione al raggiungimento delle condizioni limite, eccettuati i casi di pali molto tozzi o con rigidità relativa molto elevata rispetto al terreno, un palo caricato da azioni orizzontali si comporta come un *palo lungo* (BROMS, 1964a; 1964b). La condizione di collasso del sistema palo - terreno si raggiunge, dunque, in seguito alla formazione di una cerniera plastica lungo il fusto (palo libero di ruotare in testa) o di una duplice cerniera plastica, in testa e lungo il fusto (palo impedito di ruotare in testa). Nella determinazione del valore di resistenza limite del sistema palo – terreno caricato da azioni orizzontali particolare criticità riveste, quindi, la determinazione del momento di plasticizzazione del palo, responsabile della formazione della cerniera plastica.

In sede di progetto di un palo soggetto ad azioni orizzontali è necessario verificare, secondo modalità analoghe a quelle che caratterizzano il progetto del palo sotto carichi assiali, che il sistema palo – terreno garantisca un sufficiente margine di sicurezza rispetto alle condizioni di collasso, e che garantisca, in condizioni di esercizio, che gli spostamenti della testa del palo possano essere ritenuti accettabili, in funzione delle caratteristiche della struttura in elevazione. Solitamente, l'elemento di maggiore criticità, nei casi reali, è il primo. La corretta previsione del valore del momento flettente agente sul palo, responsabile del raggiungimento delle condizioni limite per effetto della formazione della cerniera plastica, riveste particolare rilevanza.

2.1.2 FATTORI CHE INFLUENZANO LA RISPOSTA DEL PALO

Le modalità di risposta del palo singolo all'azione di una forza orizzontale dipendono, in primo luogo, dalle caratteristiche del terreno e dalle conseguenti modalità con cui la risultante p varia al crescere dello spostamento del palo e della profondità di riferimento.

La risposta dipende, tuttavia, da numerosi altri fattori, fra i quali si annoverano:

- le modalità con cui è applicato il carico;
- le condizioni di vincolo in testa al palo;
- la tecnologia di realizzazione del palo;
- le caratteristiche della sezione strutturale del palo, in termini di geometria e proprietà meccaniche.

INFLUENZA DELLE MODALITÀ DI CARICO

Sulle modalità con cui la forza orizzontale può essere applicata al palo, in una prova di carico, si è fatto cenno nel capitolo 1. Ricapitolando, il carico può essere applicato in forma statica, ciclica o dinamica. Le differenti modalità di prova si

prefiggono lo scopo di riprodurre le condizioni di carico cui si ritiene che la fondazione su pali sarà sottoposta in esercizio.

Nella prova statica, si assume che il carico sia applicato in forma monotonica, mediante incrementi successivi, ad intervalli di tempo brevi (*short – term loading*) o prolungati (*sustained o maintained loading*). In terreni a grana fine, una prova del primo tipo fa riferimento a condizioni non drenate, del secondo a condizioni drenate. Un esempio dell'andamento della risultante p del terreno al variare dello spostamento, in una prova statica, è riportato in figura 2.4 (le modalità con cui una curva $p – y$ è desunta da una prova di carico orizzontale sono riportate nel paragrafo 3.1). Tipicamente, si riconosce una fase iniziale lineare (fino al punto a), cui segue un andamento marcatamente non lineare (tratto a – b) ed il raggiungimento di un valore ultimo p_{ult} di tipo asintotico. Il modulo di reazione del terreno E_{py} (definito come $E_{py} = p/y$ [F/L^2]), relativo ad un palo caricato da un'azione orizzontale, si presenta, conseguentemente costante per un primo, breve tratto, e in seguito decrescente.

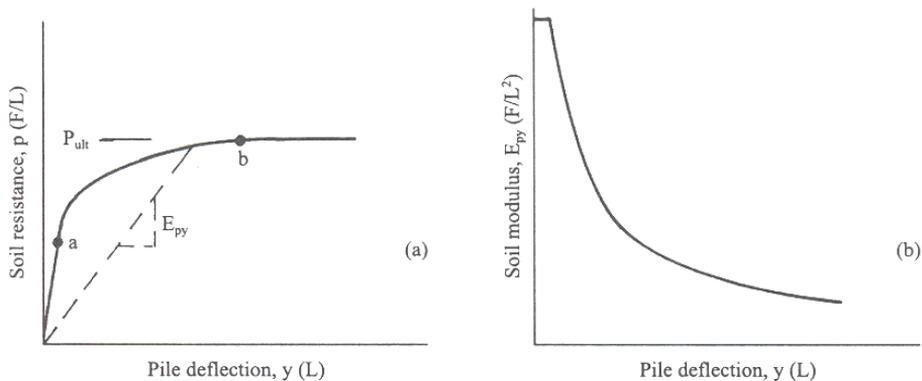


Figura 2.4. Variazione della resistenza p e modulo di reazione E_{py} del terreno durante una prova di carico statica (da Reese & Van Impe, 2001)

La reazione del terreno p varia, oltre che in funzione dello spostamento, in funzione della quota z di riferimento. In figura 2.5 sono riportate, al variare della profondità, alcune curve sperimentali $p - y$ ottenute da REESE ET AL. (1975) con prove statiche eseguite in argille sovraconsolidate su pali cilindrici dal diametro di 641 mm e lunghi 15,2 m. Si osserva come la rigidezza iniziale delle curve cresca con la profondità, così come il valore ultimo di resistenza.

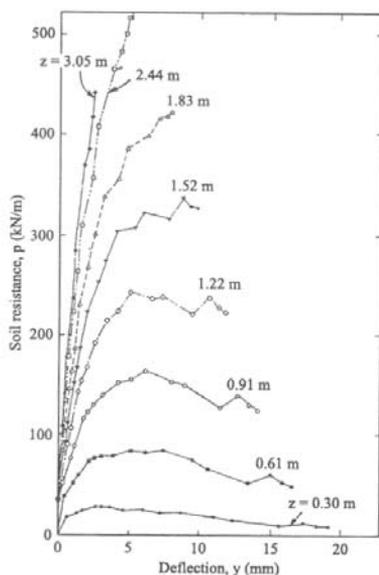


Figura 2.5. Curve $p - y$ sperimentali: andamenti al variare della profondità (da Reese et al., 1975).

La risposta ottenuta con una prova statica con carichi applicati per brevi periodi o con carichi mantenuti costanti per intervalli di tempo prolungati non varia significativamente se i terreni nei quali viene realizzata sono granulari o costituiti da argille sovraconsolidate. Gli effetti sulla risposta del sistema palo – terreno di un carico prolungato, invece, possono essere non trascurabili nei casi di argille tenere. L'aliquota di spostamenti del palo differita nel tempo, a carichi costanti, è conseguenza della progressiva dissipazione delle sovrappressioni interstiziali che si inducono nel terreno durante la prova. La modellazione del fenomeno di consolidazione, responsabile della diminuzione della rigidità della risposta, dipende da molti parametri, non tutti facilmente identificabili. La maniera più agevole con la quale valutare l'aliquota degli spostamenti differiti nel tempo in una prova realizzata in argille rimane quella empirica (REESE & VAN IMPE, 2001). Raramente una prova statica riproduce le modalità di carico cui la fondazione sarà sottoposta nella realtà. Tuttavia, per tale modalità di prova esiste una correlazione chiara tra i risultati ottenuti e le caratteristiche meccaniche del terreno. In ogni caso, dunque, i risultati delle prove statiche costituiscono il termine di paragone con cui raffrontare i risultati di prove con differenti modalità di applicazione del carico.

Una prova di carico di tipo ciclico prevede che, raggiunto un determinato livello della forza agente, la stessa venga fatta variare per un numero prefissato di volte in un intorno del valore raggiunto. Altresì, l'oscillazione viene realizzata in un intorno dello spostamento raggiunto. L'obiettivo di tale prova è quello di simulare l'azione del vento, o delle onde, o delle correnti, sulle strutture.

L'effetto dei cicli è ovviamente quello di una diminuzione della rigidezza complessiva del sistema palo – terreno. Nella porzione iniziale della curva $p - y$, in cui l'andamento è lineare, l'effetto dei cicli è trascurabile. Al crescere dell'entità degli spostamenti y invece, i valori di p corrispondenti decrescono, in funzione del numero di cicli, in maniera significativa. Anche il valore ultimo di resistenza p_{ult} diminuisce (figura 2.6). Questi effetti, già evidenti nei terreni granulari e nelle argille poste al di sopra del livello di falda, divengono particolarmente rilevanti per argille sature poste al di sotto del livello di falda. Solitamente, al raggiungere di un determinato numero di cicli, la risposta del terreno diviene indipendente da essi.

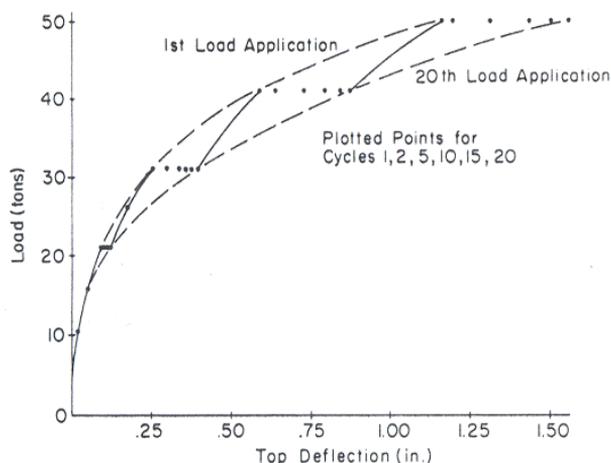


Figura 2.6. Variazione della curva carichi – spostamenti al crescere del numero di cicli (da Reese & Welch, 1975).

La variazione (diminuzione) delle caratteristiche di resistenza del terreno è causa di un trasferimento verso il basso delle tensioni di interazione tra palo e terreno. Conseguentemente, anche la distribuzione e l'entità delle sollecitazioni nel palo, in termini di momento flettente e taglio, varia, sia in termini quantitativi, sia in termini di profondità della sezione di massima sollecitazione.

Le prove dinamiche vengono realizzate per simulare le forze generate sulle strutture dal traffico, da macchinari industriali, dalle onde, dal terremoto. Le frequenze dei carichi dovute all'azione del traffico e delle onde, tuttavia, sono solitamente basse, tali che gli andamenti delle reazioni p del terreno ottenute in relazione a prove statiche o cicliche sono sufficienti a descriverne gli effetti (HADJIAN ET AL., 1992). La realizzazione di una prova dinamica prevede l'insorgere di forze d'inerzia; nella modellazione di tali prove è necessario, dunque, considerare la massa di terreno coinvolta dalla prova. Studi specifici in questo campo sono stati condotti in relazione agli effetti generati da macchinari rotanti (ad esempio, WOODS & STOKOE, 1985) o dal sisma (ad esempio, GAZETAS & MYLONAKIS, 1998).

Le prove realizzate con modalità differenti dalle statiche sono, ancora oggi, poco numerose. Risulta quindi ancora difficile delineare andamenti generali.

INFLUENZA DELLE CONDIZIONI DI VINCOLO IN TESTA AL PALO

Le modalità di prova influiscono sulla risposta del sistema palo – terreno alle azioni orizzontali poiché modificano i valori della reazione del terreno p . Le caratteristiche di vincolo presenti in testa al palo non agiscono su queste ultime; tuttavia la risposta di un palo alle azioni orizzontali, nei due casi estremi di testa impedita di ruotare o di testa libera di ruotare, è significativamente differente.

In particolare, i valori di spostamento in testa per pali incastrati (cioè con rotazione impedita) sono considerevolmente minori – circa la metà (RANDOLPH, 1981) – di quelli con testa libera di ruotare, a parità di carico agente. Ciò è conseguenza del fatto che un palo impedito di ruotare in testa, caricato da una forza orizzontale, interagisce con il terreno fino a profondità maggiori rispetto al palo con testa libera di ruotare; la distribuzione dei carichi su un'area di terreno maggiore si traduce in una riduzione dell'entità degli spostamenti del palo.

Le differenti condizioni di vincolo in testa condizionano, ovviamente, anche la distribuzione delle sollecitazioni sul palo. Nel caso di palo libero di ruotare in testa, il momento massimo si registra lungo il fusto del palo, a quote in genere abbastanza superficiali (pochi diametri di palo). Se il palo è incastrato, il momento massimo si registra in corrispondenza dell'incastro stesso. Il momento agente in testa per un palo incastrato è significativamente maggiore del momento massimo agente su un palo libero di ruotare; il primo può essere anche 4 volte maggiore del secondo (DENTE & GULLÀ, 1983). Nell'assumere che la condizione di vincolo in testa sia un incastro perfetto, dunque, bisogna accertarsi che la connessione struttura di collegamento – palo sia effettivamente in grado di sopportare gli elevati valori di momento previsti.

Nelle figure 2.7 e 2.8 si riportano, a fini di confronto, gli andamenti della deformata del palo e del momento flettente con la profondità (adimensionalizzata rispetto al diametro), ottenute con il programma di calcolo NAPHOL per due pali con eguali caratteristiche geometriche e meccaniche, caricati da un'uguale forza, in terreni con analoghe proprietà meccaniche. I due pali sono, rispettivamente, libero ed impedito di ruotare in testa. La finalità dei confronti riportata nelle figure è prettamente qualitativa.

Per ulteriori indicazioni relative all'influenza del vincolo agente in testa ad un palo caricato da una forza orizzontale, si faccia riferimento alle analisi parametriche di letteratura riportate nel capitolo 3.

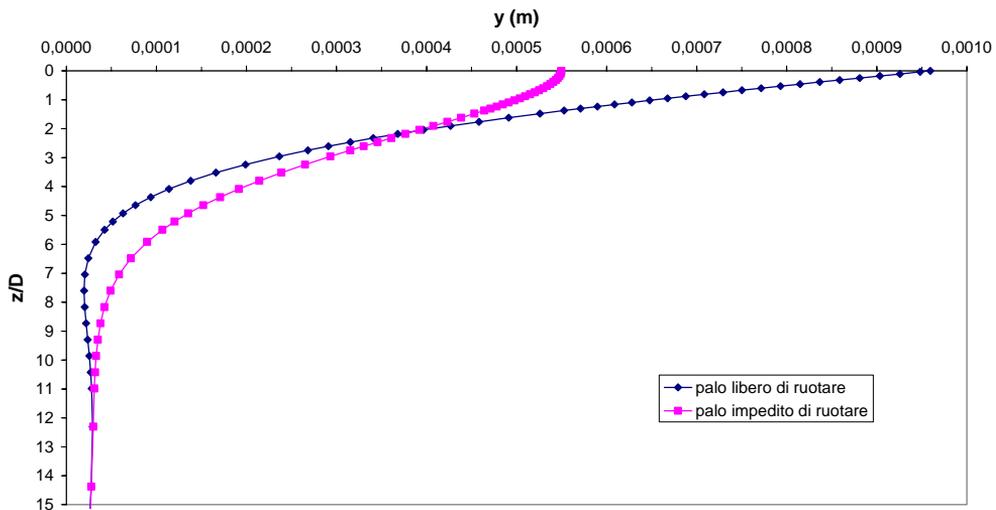


Figura 2.7. Deformate di un palo libero di ruotare in testa e di un palo impedito di ruotare in testa

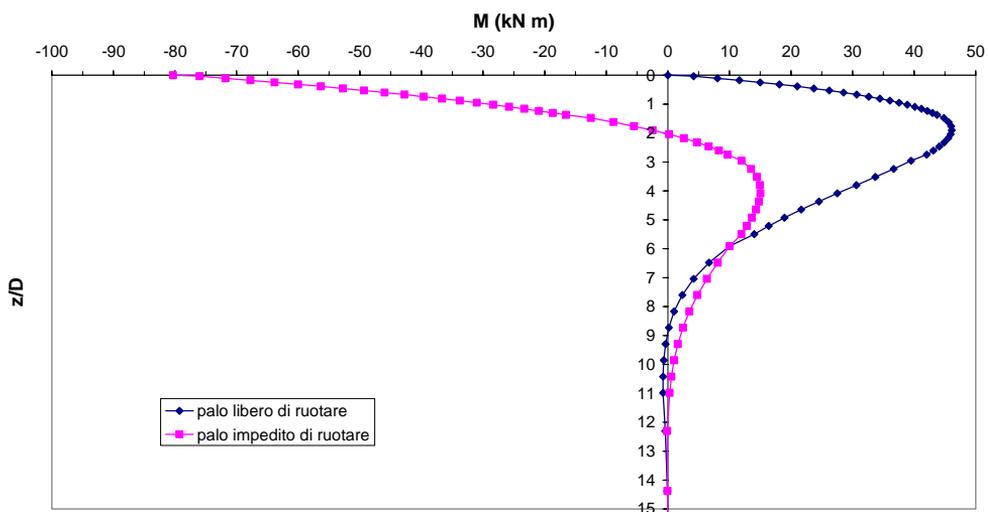


Figura 2.8. Diagramma dei momenti flettenti di un palo libero di ruotare in testa e di un palo impedito di ruotare in testa

EFFETTO DELLA TECNOLOGIA DI REALIZZAZIONE DEI PALI

Le modalità di realizzazione tecnologica dei pali sono svariate. Le innovazioni tecniche, relative all'uso dei materiali e dei macchinari esecutivi, hanno consentito, negli anni, la messa a punto di diverse procedure realizzative, diversificate in funzione delle esigenze di economicità, rapidità di esecuzione o, viceversa, in funzione della richiesta di prestazioni meccaniche particolarmente elevate. Un

compendio delle tecniche più diffuse di realizzazione si rinviene, ad esempio, in VIGGIANI (1999).

In linea generale, i pali vengono suddivisi, in funzione della tecnologia esecutiva, in pali realizzati mediante asportazione di terreno (*pali trivellati*) ed in pali realizzati mediante spostamento di terreno (*pali battuti*). In posizione mediana fra queste due grandi categorie, si collocano pali realizzati con modalità intermedie fra le due, per le quali la realizzazione del palo prevede sia l'asportazione di una porzione di terreno, sia lo spostamento di un'altra sua porzione (*pali ad elica*). La tabella 2.1 comprende alcune delle tipologie realizzative esistenti, suddivise nelle categorie appena citate.

Battuti (infissi, senza asportazione di terreno, a spostamento)	Totalmente o parzialmente prefabbricati	In legno In calcestruzzo: • armato; • centrifugato (SCAC); • precompresso; • elementi tubolari in c.a battuti con mandrino e puntazza a perdere con getto finale all'interno (WEST) In acciaio: • profilati; • tubi chiusi battuti con mandrino e con getto finale all'interno (Raymond, Multiton, Lacor)
	Gettati in opera	Tubo forma in acciaio a recuperare: • con puntazza a perdere (Simplex); • con base espansa (Franki) Pali a vite tipo Atlas, Omega,
Intermedi	Tubo forma inserito con elica continua e recuperato con parziale estrazione di terreno (PressoDrill); medio diametro	
Trivellati (con asportazione di terreno, a sostituzione)	<ul style="list-style-type: none"> • con trivella ad elica continua e malta o calcestruzzo iniettato; medio e grande diametro • con vibroinfissione di un tubo forma aperto, poi svuotato all'interno e recuperato dopo il getto; medio e grande diametro • con perforazione a percussione o a rotazione, con o senza tubazione di rivestimento, con o senza fango bentonitico, con o senza allargamento alla base; piccolo, medio e grande diametro 	

Tabella 2.1. Principali tipi di pali di fondazione (da Viggiani, 1999)

La tecnica di realizzazione dei pali di fondazione condiziona in maniera significativa la risposta degli stessi alle sollecitazioni assiali. La modalità con cui il palo viene realizzato, difatti, modifica significativamente lo stato tensionale del terreno a contatto con il palo. Nel caso di un palo battuto, per lo spostamento di terreno indotto dall'infissione, le tensioni orizzontali lungo il fusto crescono rispetto al valore in condizioni geostatiche fino al raggiungimento, al limite, delle condizioni di rottura per spinta passiva. Viceversa per un palo trivellato, realizzato con asportazione di terreno, le tensioni orizzontali diminuiscono fino al raggiungimento, al limite, delle condizioni di rottura per spinta attiva. Le modifiche dello stato tensionale riguardano uno spessore di terreno ridotto; proprio in corrispondenza di tale spessore, tuttavia, si sviluppano le tensioni tangenziali responsabili della resistenza laterale del palo alle sollecitazioni assiali. Anche le tensioni normali che si generano all'interfaccia terreno – palo, alla base dello

stesso, sono condizionate dalla tecnologia di realizzazione. KISHIDA (1967), ad esempio, per il calcolo della resistenza alla punta sotto carichi assiali, consiglia di fare ricorso a valori di angolo d'attrito del terreno diversi a seconda della tecnologia usata per realizzare il palo.

Gli effetti delle modifiche indotte dalla tecnologia di realizzazione del palo sullo stato tensionale del terreno nell'area ad esso immediatamente circostante sulla risposta del palo caricato da azioni orizzontali sono molto minori. Ciò è motivato dal fatto che il volume che condiziona il comportamento del palo sotto carichi orizzontali è molto maggiore di quello relativo ai carichi verticali, e quindi meno influenzato dagli effetti della installazione del palo stesso. In figura 2.9 si riporta, in forma qualitativa, una tipica rappresentazione del cuneo di terreno responsabile della risposta sotto azioni orizzontali.

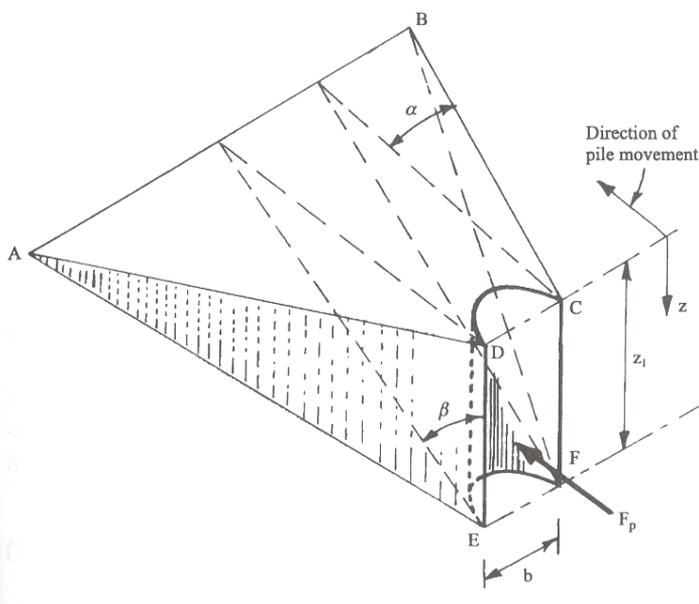


Figura 2.9. Cuneo di terreno responsabile della risposta alle azioni orizzontali (da Reese & Van Impe, 2001)

Alcuni autori (O'NEILL & DUNNAVANT, 1984; HUANG ET AL., 2001) hanno sottoposto a prova pali realizzati secondo differenti modalità, senza tuttavia ricavare indicazioni definitive sull'influenza della tecnologia. L'ampio campo sperimentale descritto in ALIZADEH & DAVISSON (1970) prevedeva la realizzazione di prove di carico su pali battuti e su pali infissi nel terreno previa esecuzione di un preforo. Anche in questo caso, i risultati ottenuti offrono indicazioni contrastanti e non definitive. Si faccia riferimento, in particolare, ai risultati ottenuti in relazione alla *Lock and Dam 1*, piastra R20, riportati nel paragrafo 5.2.1.1. I risultati ottenuti sui 4 pali, uguali tra loro, sottoposti a prova in

aree limitrofe, indicano che la variabilità della risposta dovuta alle eterogeneità del terreno costituisce un fattore di influenza significativamente più rilevante di quello tecnologico.

Ad ulteriore riprova delle incertezze circa l'influenza della tecnologia, si possono aggiungere alcune considerazioni. Nel paragrafo 2.1.3 sono riportati alcuni profili di resistenza ultima del terreno sotto azioni orizzontali, più diffusi ed utilizzati in letteratura. Nessuno di tali profili, per terreni sia incoerenti sia coesivi, prevede che la tecnologia di realizzazione del palo venga esplicitamente tenuta in considerazione.

Al fine di determinare la risposta del palo alle azioni orizzontali in condizioni di esercizio, il metodo di analisi più diffuso è quello che fa ricorso al metodo delle curve $p - y$ (paragrafo 3.1). Anche nella scelta del tipo di curva $p - y$ da utilizzare nell'analisi, i vari autori (TERZAGHI, 1955; McCLELLAND & FOCHT, 1958; MATLOCK, 1970; REESE ET AL., 1975) tengono conto di numerosi fattori, ma non della tecnologia realizzativa del palo.

Si può ritenere che la tecnologia di realizzazione del palo possa influire significativamente sulla risposta del palo caricato orizzontalmente solo in corrispondenza di valori di sollecitazione molto bassi. Al crescere del carico, ed in particolare in prossimità dei valori di resistenza ultima, l'influenza diviene contenuta.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEL PALO

La geometria della sezione del palo influenza la risposta del sistema palo – terreno alle azioni orizzontali. La distribuzione delle tensioni orizzontali lungo il bordo del palo, difatti, varia al variare della forma della sezione (circolare, quadrata o rettangolare, ad H, ecc.). Conseguentemente, è variabile il valore della reazione del terreno p , risultante dello stato tensionale agente sul bordo del palo, sia in condizioni di esercizio sia in condizioni limite. In figura 2.10 si riporta, qualitativamente, lo stato tensionale sulle superfici laterali di un palo in funzione delle differenti forme della sezione.

Un possibile modo di tenere in conto gli effetti della forma del palo per geometrie diverse dalla circolare, è quello di individuare un valore di diametro equivalente d_{eq} , che consenta di ricondurre una sezione generica a quella circolare. REESE & VAN IMPE (2001) propongono, per una sezione rettangolare, la seguente formula:

$$d_{eq} = w \cdot \left(\frac{p_{uc} + 2 \cdot \left(d - \frac{w}{2} \right) \cdot f_z}{p_{uc}} \right) \quad (2.1)$$

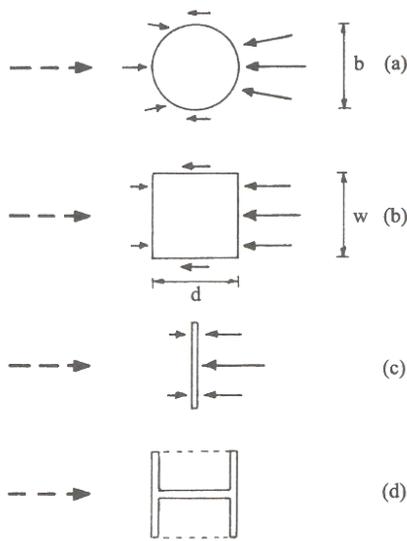


Figura 2.10. Stato tensionale agente sul bordo del palo in funzione della forma della sezione.

in cui w è la larghezza della sezione (ortogonale alla direzione del carico), d la lunghezza, p_{uc} il carico limite di un palo circolare con diametro pari a w , f_z la resistenza a taglio lungo i bordi della superficie del palo rettangolare, alla profondità z . Secondo la formula proposta, il comportamento di un palo con sezione circolare e diametro d è analogo a quello di un palo rettangolare con dimensioni $d \times d/2$. In terreni coesivi si pone:

$$f_z = \alpha c_u \quad (2.2)$$

con $\alpha = 0,5 - 1,0$; c_u coesione non drenata alla quota considerata. La stima di α fa riferimento alle indicazioni relative al comportamento dei pali sotto carichi assiali ed è funzione delle modalità di installazione del palo. Per terreni granulari:

$$f_z = K_z \gamma z \tan \phi \quad (2.3)$$

in cui ϕ è l'angolo d'attrito all'interfaccia palo – terreno alla quota di riferimento, γ il peso dell'unità di volume, K_z il coefficiente di spinta laterale, funzione delle modalità di installazione del palo.

Per un palo ad H, si consiglia di fare ricorso alle stesse formule, ponendo $\alpha = 1$ e ϕ pari all'angolo d'attrito del terreno.

Considerazioni sull'influenza della forma del palo sono contenute anche, ad esempio, in ROWE (1956). AMIR & RUTENBERG (1974), nel commentare i risultati ottenuti da POULOS (1973b) sul comportamento di pali soggetti ad azioni

passive, in cui il palo viene modellato come una striscia sottile, consigliano l'adozione di fattori di forma che tengano conto della reale sezione del palo. I fattori sono pari ad 1.000 per una striscia sottile, 1.085 per un palo circolare, 1.298 per un palo quadrato. I risultati ottenuti da BAGUELIN ET AL. (1979), ad ogni modo, indicano che la forma del palo ha effetti limitati sulla risposta.

Alcuni autori (O'NEILL & DUNNAVANT, 1984) riportano come la risposta del terreno, in termini di curve $p - y$ sia condizionata, in maniera non lineare, dal diametro del palo. Particolari attenzioni vanno rivolte, dunque, nello studio della risposta di pali di grande diametro.

BROMS (1964a) valuta, invece, l'influenza della forma del palo sulla resistenza ultima del terreno sotto l'azione di forze orizzontali in terreni coesivi. Considerazioni analoghe sono svolte da RANDOLPH & HOULSBY (1984). Si faccia riferimento al paragrafo 2.1.3 per una trattazione più dettagliata di questo aspetto. D'altro canto, nel calcolo della resistenza limite del terreno in terreni incoerenti (BROMS, 1964b), l'influenza della forma del palo viene ritenuta trascurabile.

La reazione del terreno p è altresì condizionata dal materiale di cui il palo è costituito. Immaginando, nuovamente, un palo quadrato caricato ortogonalmente ad uno dei lati, i valori di tensione tangenziale che si inducono sulle facce parallele all'azione della forza sono ragionevolmente differenti a seconda che il palo sia costituito da calcestruzzo, acciaio, o legno. Nuovamente, la risultante p relativa alla reazione del terreno risulta essere condizionata. Facendo riferimento alle formule di REESE & VAN IMPE (2001), il tipo di materiale costituente il palo influenza la scelta dei valori di α e ϕ , per terreni coesivi e granulari, rispettivamente.

A titolo di esempio, si riferisce che BROMS (1964a), al fine di determinare la costante di sottofondo k per modellare, con il metodo delle curve $p - y$, il problema di un palo lungo soggetto a carichi orizzontali in terreni coesivi, individua una dipendenza di tale parametro dal materiale costituente il palo mediante il coefficiente moltiplicativo denominato n_2 . A tale coefficiente viene attribuito un valore pari ad 1.00 per pali in acciaio, 1.15 per pali in calcestruzzo, 1.30 per pali in legno. Lo stesso BROMS (1964a), nel definire i valori di resistenza limite del palo per diverse sezioni, distingue, ulteriormente, i casi di interfaccia palo - terreno liscia o scabra. Le caratteristiche di scabrezza dell'interfaccia sono funzione del materiale utilizzato per realizzare il palo, oltre che della tecnica esecutiva.

Le caratteristiche meccaniche del palo, in termini di rigidità flessionale $E_p I_p$ (E_p modulo di elasticità; I_p momento d'inerzia della sezione del palo) condizionano, ovviamente, la risposta. A parità di caratteristiche geometriche e di tipo di terreno, un palo con rigidità flessionale $E_p I_p$ maggiore induce delle sollecitazioni nel

sottosuolo a profondità maggiori rispetto ad un palo più flessibile. La forza esterna viene trasmessa su un'area di terreno più estesa; di conseguenza, la risposta di un palo più rigido, in termini di spostamenti, è migliore. Considerazioni più approfondite sull'influenza dei valori della rigidezza relativa palo – terreno sulla risposta del palo, in termini sia di spostamenti che di momenti, sono deducibili dalle analisi parametriche di letteratura riportate nel paragrafo 3.4.

In questo paragrafo sono stati elencati i più significativi fattori che influenzano la risposta del palo singolo caricato da azioni orizzontali. Alcuni di essi rivestono rilevanza particolare, altri meno; l'importanza di ciascun fattore, difatti, va valutata in termini relativi, considerandolo come un singolo aspetto del complesso di elementi che determinano la risposta del palo. Uno di questi elementi, particolarmente importante, è costituito dall'eterogeneità delle caratteristiche meccaniche dei terreni naturali. Queste, anche in aree non estese, possono risultare altamente variabili. Di conseguenza, pur realizzando prove di carico in terreni simili, secondo analoghe modalità di applicazione della forza e su pali realizzati con uguali tecnologie, si possono ottenere risposte diverse. A tal proposito, si possono citare i risultati ottenuti da JEON ET AL. (2000) o da ALIZADEH & DAVISSON (1970) – *Lock and Dam 3* – entrambi riportati nel capitolo 5.

Alla luce di queste considerazioni, si può ritenere che l'influenza delle modalità di carico e del tipo di vincolo presente in testa al palo siano fattori di influenza primaria sulla risposta del palo. La tecnologia di realizzazione del palo e la forma della sua sezione fattori di influenza secondaria.

2.1.3 CARICO LIMITE DEL PALO SINGOLO SOTTO AZIONI ORIZZONTALI

TERRENI INCOERENTI

Quando un palo è caricato da un'azione orizzontale in testa, sia essa una forza o una coppia, le tensioni normali poste di fronte al palo aumentano ed il terreno tende ad allontanarsi dal palo in direzione radiale. Le tensioni normali poste a tergo del palo diminuiscono, mentre il terreno tende a spostarsi verso il palo, ancora lungo una direzione radiale (figura 2.1). Ad un certo livello di carico, in prossimità del piano campagna, il terreno posto a tergo del palo tende a distaccarsi dallo stesso; il terreno posto di fronte al palo raggiungerà il collasso in seguito alla formazione di un cuneo di rottura. (figura 2.11). A profondità maggiori, il meccanismo di collasso del terreno prevede che lo stesso scorra defluendo lungo il bordo del palo, senza un distacco relativo terreno – palo a tergo dello stesso. Questi due differenti meccanismi di rottura condizionano la distribuzione con la profondità delle pressioni limite p_u che il terreno esercita sul palo.

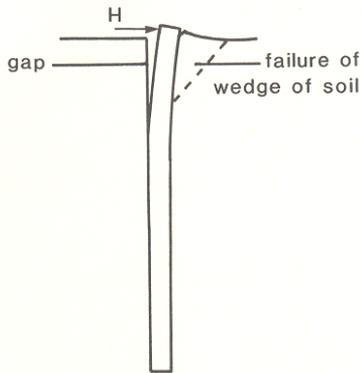


Figura 2.11. Cuneo di rottura del terreno soggetto a carichi orizzontali (da Fleming et al., 1985)

A profondità superficiali, minori di un diametro, il palo si comporta, nei confronti del terreno, come un muro di sostegno. In condizioni di rottura, si genera un cuneo di terreno che viene spinto via dal palo; la pressione limite agente sul palo sarà pari a:

$$p_u = K_p \cdot \sigma'_z \quad (2.4)$$

dove σ'_z rappresenta lo stato tensionale verticale effettivo nel terreno, e K_p è il coefficiente di spinta passiva di Rankine, definito come:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \quad (2.5)$$

(ϕ è l'angolo d'attrito del terreno considerato).

A profondità più elevate, le pressioni limite che si sviluppano assumono valori maggiori. Per identificare l'entità delle pressioni agenti a tali quote sono stati realizzati alcuni studi con l'ausilio della prova pressiométrica (HUGHES ET AL., 1977, FAHEY & RANDOLPH, 1984); questi studi, seppure non idonei a determinare il valore di pressione ultima, poiché gli spostamenti massimi indotti nel terreno mediante il pressiometro sono minori di quelli necessari alla sua completa mobilitazione, mostrano una relazione esponenziale tra le pressioni e la deformazione della cavità. Per un incremento del raggio del pressiometro del 10% circa, necessitano pressioni almeno 10 volte superiori alle tensioni effettive verticali geostatiche (FLEMING ET AL., 1985).

A differenza di quanto accade per i terreni coesivi, la definizione del profilo di pressioni limite per terreni incoerenti verte essenzialmente su considerazioni derivanti dall'evidenza sperimentale. Una prima proposta nella definizione della distribuzione di tali pressioni risale a BRINCH – HANSEN (1961). Per il caso generale di un terreno coesivo ed attritivo, risulta, alla generica profondità z :

$$p_u = K_q \cdot \sigma'_z + K_c \cdot c \quad (2.6)$$

Dove σ'_z e c definiscono, rispettivamente, lo stato tensionale verticale efficace e il valore di coesione assunti dal terreno alla quota considerata. Se il mezzo è solamente attritivo, la relazione si semplifica in:

$$p_u = K_q \cdot \sigma'_z \quad (2.7)$$

Il coefficiente K_q è definito come:

$$K_q = \frac{K_q^0 + K_q^\infty \alpha_q \frac{z}{D}}{1 + \alpha_q \frac{z}{D}} \quad (2.8)$$

in cui i vari parametri che compaiono sono a loro volta definiti, in funzione dell'angolo d'attrito ϕ , come segue,

$$K_q^0 = \left[e^{\left(\frac{\pi}{2} + \phi\right) \tan \phi} \cos \phi \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \right] - \left[e^{-\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right) \tan \phi} \cos \phi \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \right]$$

$$K_q^\infty = N_c d_c^\infty K_0 \tan \phi$$

$$\alpha_q = \frac{K_q^0 K_0 \sin \phi}{(K_q^\infty - K_q^0) \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (2.9)$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

$$N_c = \left[e^{\pi \tan \phi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) - 1 \right] \cot \phi$$

$$d_c^\infty = 1,58 + 4,09 \tan^4 \phi$$

L'andamento dei valori di K_q (così come quello di K_c , relativo a terreni coesivi) è altresì rappresentabile in forma grafica, come riportato in figura 2.12.

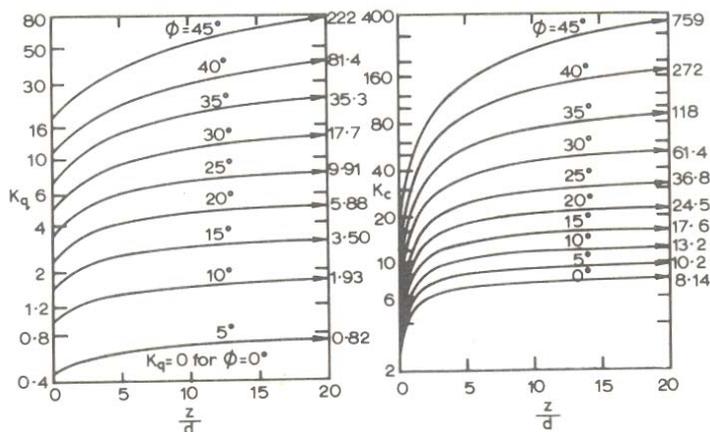


Figura 2.12. Andamenti dei parametri K_q e K_c di Brinch – Hansen, 1961 (da Poulos & Davis, 1980).

Un'altra proposta relativa al profilo delle pressioni limite in terreni incoerenti, molto utilizzata a fini ingegneristici, risale a BROMS (1964b). Sulla base dell'evidenza sperimentale, l'autore ha proposto:

$$P_u = p_u \cdot D = 3K_p \cdot \sigma'_v \cdot D \quad (2.10)$$

P_u è il valore di reazione limite per unità di lunghezza; D è il diametro o il lato del palo. Tali valori di reazione ultima tendono a sottostimare il carico limite dei pali soggetti a carichi orizzontali di circa un terzo (POULOS & DAVIS, 1980); addirittura del 50% secondo le conclusioni tratte dallo stesso autore (BROMS, 1964b). Il vantaggio di sicurezza che deriva dall'adozione di tale formulazione ne spiega il suo largo uso nell'ambito progettuale.

La formula di BROMS (1964b) è stata legittimata, dall'autore, confrontando i valori di carico limite ottenuti mediante la sua applicazione con quelli di 32 casi sperimentali, ottenuti da sette differenti autori. E' però da osservare che, di questi casi, ben 30 sono relativi a pali di piccole dimensioni (*poles*, con lunghezza non superiore a 1.5 m), uno è un gruppo di 8 pali ed uno solo è un palo di dimensioni ordinarie ($L = 16,3$ m).

REESE ET AL. (1974) hanno proposto un profilo di resistenza ultimo nel quale risultano esplicitamente distinti i valori di pressione limite offerti dal terreno nell'area in cui si manifesta la rottura a cuneo (p_u è proporzionale a K_p) e l'area in cui il terreno defluisce lateralmente al palo (p_u è proporzionale a K_p^3). Queste

indicazioni sono state accolte dalle *Linee Guida dell'API* (American Petroleum Institute, 1993).

Un profilo intermedio tra i due precedentemente proposti suggerisce di considerare p_u proporzionale al quadrato del coefficiente di spinta passiva K_p (BARTON, 1982). La reazione limite per unità di lunghezza è pari a:

$$P_u = p_u \cdot D = K_p^2 \cdot \sigma'_v \cdot D \quad (2.11)$$

Nella maggior parte dei casi dei terreni naturali, incoerenti, risulta $\phi \geq 30^\circ$, dunque $K_p^2 \geq 3 K_p$. Questa relazione è stata ottenuta conducendo delle prove in centrifuga su pali modello, strumentati con trasduttori di deformazioni per la misura dei momenti flettenti; le prove sono state condotte in sabbie dense uniformi, con angolo d'attrito $\phi = 43^\circ$. I valori di resistenza limite ottenuti da BARTON (1982) sottostimano i valori misurati di resistenza limite, in media, del 6%.

In figura 2.13 è riportato un confronto fra gli andamenti della reazione limite per unità di lunghezza secondo le definizioni di REESE ET AL. (1974) e BARTON (1982). Il confronto con i dati sperimentali (indicati con i punti neri) evidenzia come, fino ad una profondità di 1.0 – 1.5 D, la reazione limite per unità di lunghezza sia circa pari a:

$$P_u = K_p \cdot \sigma'_v \cdot D \quad (2.12)$$

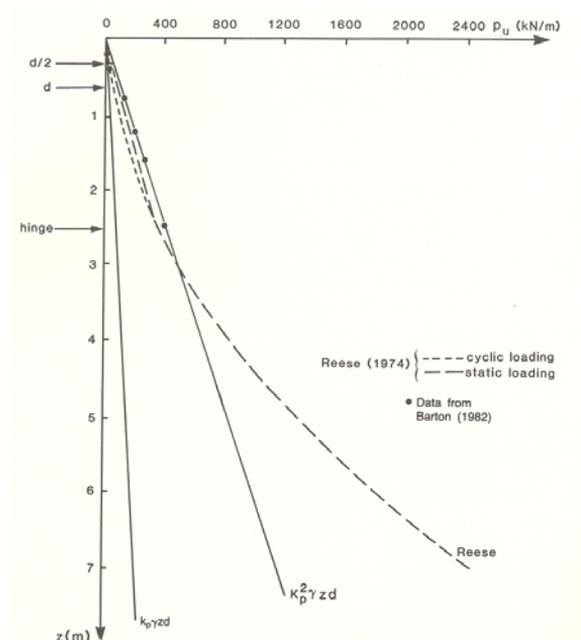


Figura 2.13. Confronto fra gli andamenti della reazione limite per unità di lunghezza proposti da Barton (1982) e Reese et al. (1974) (da Fleming et al., 1985).

Ulteriori andamenti della distribuzione della pressione limite in terreni incoerenti sono stati proposte da JEWELL ET AL. (1984), JEWELL (1990), MEYERHOF (1995), PRASAD & CHARI (1999). Ancora più recentemente, ZHANG ET AL. (2005). L'espressione dedotta da PRASAD & CHARI (1999), ancora una volta sulla base di dati sperimentali, consente di calcolare il valore di p_u direttamente a partire dall'angolo d'attrito ϕ . MEYERHOF (1995) definisce invece:

$$P_u = p_u \cdot D = N_q \cdot K_p \cdot \sigma'_v \cdot D \quad (2.13)$$

dove N_q è il fattore di capacità portante determinato per una fondazione nastriforme superficiale.

Un raffronto tra i valori di reazione limite per unità di lunghezza (opportunamente adimensionalizzati) ottenibili con i differenti metodi citati, al variare dell'angolo d'attrito, è riportato in figura 2.14. L'andamento della reazione limite (adimensionalizzata) con la profondità è invece riportata in figura 2.15 per due valori di angolo d'attrito. I profili il cui andamento non è lineare con la profondità (BRINCH – HANSEN, 1961; REESE ET AL, 1974 – API; MEYERHOF, 1995) si propongono, in particolare, di considerare che in prossimità della superficie la resistenza limite del terreno è circa pari alla spinta passiva che si espleta su una struttura di sostegno. Questo effetto, tuttavia, è contenuto in un'area molto prossima alla superficie; di conseguenza una formulazione troppo complessa dell'andamento della resistenza limite con la profondità non è strettamente necessario (RANDOLPH, 2003).

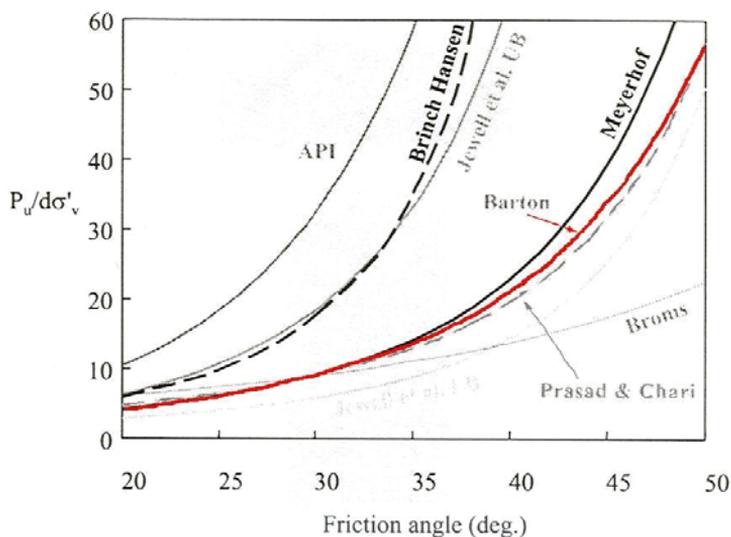


Figura 2.14. Reazione limite in terreni non coesivi (da Randolph, 2003)

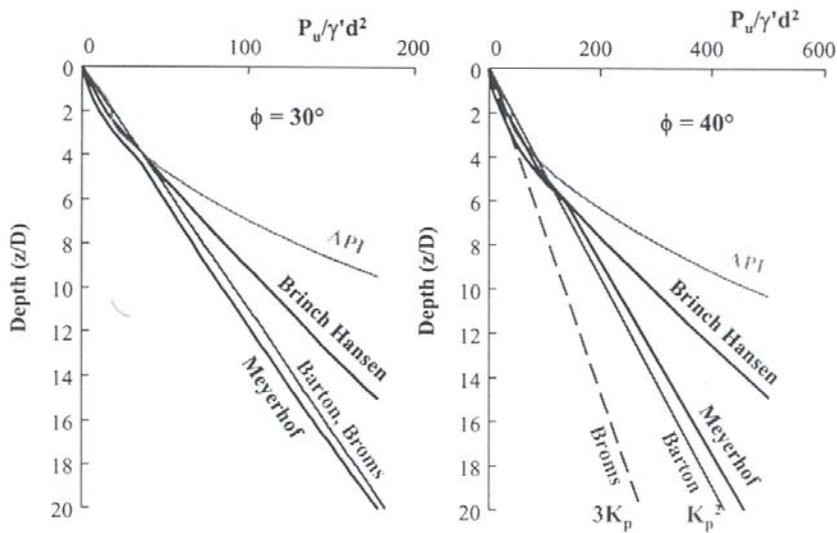


Figura 2.15. Variazione della reazione limite con la profondità, per $\phi = 30^\circ$ e $\phi = 40^\circ$ (da Randolph, 2003).

TERRENI COESIVI

I meccanismi di rottura che si innescano nel terreno quando un palo è caricato da un'azione orizzontale sono analoghi a quelli già descritti in riferimento ad un terreno incoerente; nella porzione di terreno più superficiale, in corrispondenza della rottura, il terreno a tergo del palo tende a separarsi dallo stesso; di fronte al palo, si forma un cuneo di rottura, dunque il meccanismo di collasso è a blocco. A profondità maggiori, il terreno defluisce lateralmente al palo, e non vi è distacco a tergo. I due differenti meccanismi condizionano i valori di resistenza limite che il terreno può espletare sul palo; nella porzione superiore, la resistenza limite non è in grado di svilupparsi integralmente; nella zona inferiore, invece, raggiunge il valore massimo e diviene un multiplo costante della coesione non drenata c_u del terreno.

I valori di resistenza offerti da un mezzo coesivo all'avanzamento di un elemento rigido di forma generica sono stati calcolati da vari autori, ricorrendo alla teoria della plasticità. Tali valori si riferiscono ad una condizione di regime, corrispondente alle quote in cui il terreno defluisce lateralmente rispetto al palo. In generale, la resistenza limite per unità di lunghezza in un mezzo coesivo è fornita da:

$$P_u = p_u \cdot D = N \cdot c_u \cdot D \quad (2.14)$$

BROMS (1964a) ha proposto una serie di valori del parametro N in funzione della scabrezza dell'elemento solido considerato (liscio o ruvido) e della sua forma. I valori di N , riportati in figura 2.16, variano da un minimo di 8.28 ad un massimo di 12.56. Per un palo liscio circolare, il valore di N desunto è pari a 9.14. BROMS (1964a) suggerisce di adottare, indifferentemente dalla forma del palo e dalla sua scabrezza, $N = 9$; si tratta di una indicazione abbastanza conservativa, cui si fa ricorso sovente a fini progettuali.

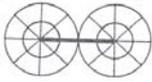
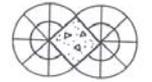
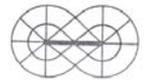
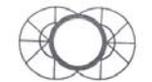
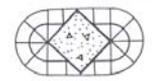
SLIP FIELD PATTERN	SURFACE	ULTIMATE LATERAL RESISTANCE, q_{ult}/c_u
	ROUGH	12.56
	ROUGH	11.42
	SMOOTH	11.42
	SMOOTH	9.14
	SMOOTH	8.28

Figura 2.16. Valori del parametro N in funzione della forma della sezione del palo e della scabrezza (da Broms, 1964a).

RANDOLPH & HOULSBY (1984) hanno esaminato lo stesso tipo di problema, conducendo un'analisi su un modello di terreno rigido – plastico ed ottenendo delle soluzioni analitiche in forma chiusa. Il problema studiato è quello di un palo cilindrico, con differenti valori di scabrezza. Il meccanismo di rottura adottato è indicato in figura 2.17, in cui si distinguono due piccole zone rigide, immediatamente anteriori e posteriori al palo, e una zona a ventaglio di scorrimento concentrico del terreno. Gli autori hanno ottenuto un valore minimo di N pari a 9.14 (palo perfettamente liscio), ed un valore massimo di 11.94 (palo perfettamente scabro). RANDOLPH & HOULSBY (1984) suggeriscono di adottare un valore $N = 10.5$, che corrisponde ad una media dei valori ottenuti con le loro analisi. I valori di N ottenuti sono in accordo sia con quelli di BROMS (1964a), sia con quelli prodotti ottenuti, con modellazioni similari, da altri autori, quali ad esempio MURFF & HAMILTON (1993).

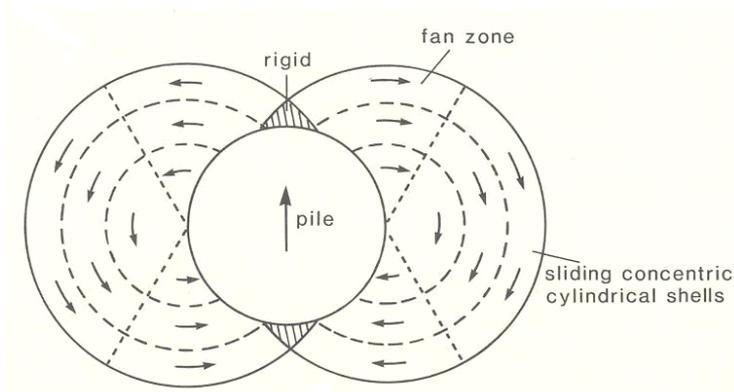


Figura 2.17. Meccanismo di rottura del terreno attorno ad un palo caricato orizzontalmente (da Fleming et al., 1985).

Nella zona di terreno prossima alla superficie, il meccanismo di rottura prevede la formazione di un cuneo di terreno di fronte al palo (con conseguente movimento del terreno verso l'alto), ed una separazione palo – terreno a tergo (figura 2.18). Questo meccanismo fa sì che i valori di resistenza limite che il terreno può raggiungere siano minori rispetto a quelli manifestati a profondità maggiori, dove il meccanismo di rottura prevede, invece, uno scorrimento laterale lungo il fusto del palo.

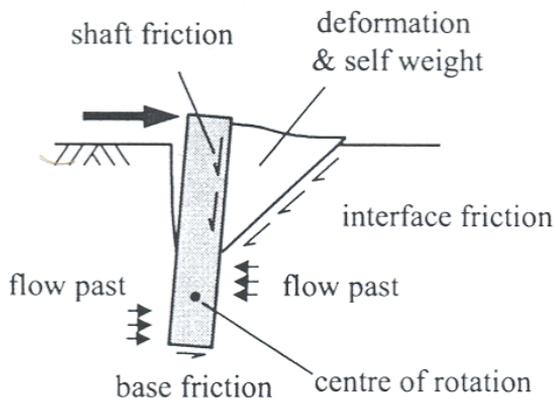


Figura 2.18. Meccanismo di rottura del terreno attorno ad un palo caricato orizzontalmente (da Randolph, 2003)

BROMS (1964a) ha proposto, quale andamento tipico delle pressioni limite in corrispondenza dei primi diametri di profondità, una variazione lineare da $2 c_u$, a piano campagna, ad $8 - 12 c_u$ ad una profondità di circa 3 diametri. A questo andamento, ricavato in base ad informazioni di natura empirica, ha poi affiancato un andamento conservativo, utilizzabile a fini progettuali, in cui la reazione del terreno si assume nulla fino ad $1.5 D$, e pari a $9 c_u$ a profondità maggiori (figura 2.19). I valori di carico limite ottenuti con il profilo di resistenza consigliato da

BROMS (1964a) non sono stati posti a confronto, dall'autore, con nessun caso sperimentale.

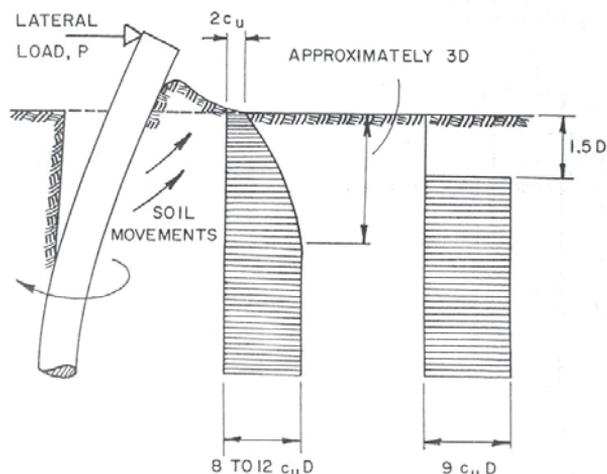


Figura 2.19. Profilo di resistenza dei terreni coesivi (da Broms, 1964a)

Uno studio approfondito sul meccanismo di rottura a cuneo in corrispondenza del piano campagna è stato realizzato da MURFF & HAMILTON (1993), in cui la resistenza allo spostamento laterale e alla rotazione del palo è valutata in funzione della dissipazione di energia dovuta a sei differenti contributi: 1) la deformazione del terreno all'interno del cuneo; 2) il lavoro compiuto dalla massa di terreno del cuneo nel muoversi verso l'alto; 3) la resistenza a taglio lungo la superficie di contatto terreno – cuneo; 4) la resistenza a taglio lungo la superficie di contatto terreno – palo; 5) il flusso di terreno attorno al palo al di sotto della base del cuneo; 6) la resistenza a taglio del terreno sulla della base del palo. Le soluzioni offerte dagli autori costituiscono dei limiti superiori al problema analizzato, e sono riferiti ad un terreno privo di peso (il contributo numero 2 è considerato nullo). STEWART (1999) ha mostrato come il contributo in questione sia di scarsa influenza.

Le soluzioni ottenute da MURFF & HAMILTON (1993), distinte in considerazione di un profilo di coesione crescente con la profondità o uniforme (linee tratteggiate), sono poste a confronto, in figura 2.20, con quelle proposte da BROMS (1964a) e MATLOCK (1970).

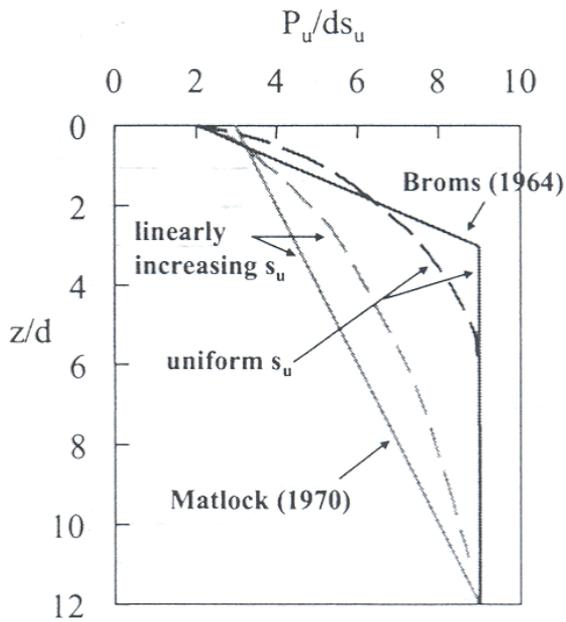


Figura 2.20. Confronto fra profili di resistenza in terreni coesivi

2.1.4 ROTTURA A BLOCCO

Nel paragrafo 2.1.3 sono stati esposti alcuni criteri noti in letteratura per la determinazione del profilo di resistenza limite del terreno, sia incoerente sia coesivo, in presenza di un palo singolo ed isolato caricato da azioni orizzontali. Se i pali sono parte di un gruppo, tuttavia, possono indursi meccanismi di *rottura a blocco* che modificano i profili di resistenza descritti (figura 2.21).

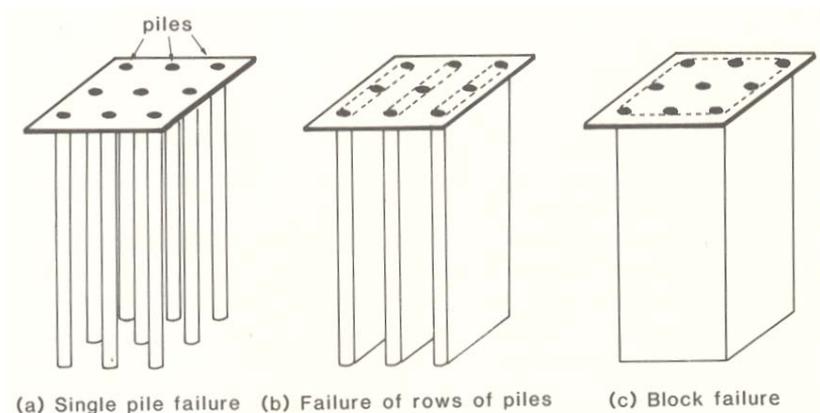


Figura 2.21. Rottura a blocco (da Fleming et al., 1985).

Quando il carico applicato è parallelo alle righe di pali costituenti il gruppo, il meccanismo di collasso che si induce è quello indicato in figura 2.21.b (FLEMING ET AL., 1985). Questa modalità di rottura si genera quando la resistenza a taglio del terreno compreso fra i pali è minore della resistenza limite del palo singolo isolato. Se si considera una coppia di pali, disposti ad interasse s e caricati orizzontalmente lungo la congiungente i propri baricentri (figura 2.22), la resistenza limite per unità di lunghezza del palo posteriore sarà fornita da:

$$P_u = 2 \cdot s \cdot \tau_s \quad (2.15)$$

dove τ_s è l'attrito che si origina sulla parete di terreno compreso fra i due pali.

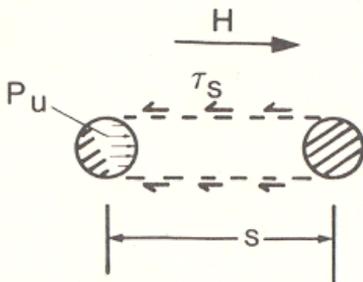


Figura 2.22. Rottura a blocco per una coppia di pali.

TERRENI INCOERENTI

Per i terreni incoerenti, le tensioni tangenziali limite τ_s agenti sulle pareti di terreno sono pari a:

$$\tau_s = K \sigma'_v \tan \phi \quad (2.16)$$

dove σ'_v sono le tensioni verticali efficaci alla quota considerata, ϕ è l'angolo d'attrito del terreno e K il coefficiente di spinta, compreso fra K_0 e K_p . Il coefficiente K varia nello spazio compreso tra i due pali e non è agevole stabilire come assegnarne il valore. FLEMING ET AL. (1985) consigliano, in prima approssimazione, di assumere un valore unitario. Conseguentemente, la resistenza limite per unità di lunghezza esercitata da un terreno incoerente in corrispondenza di un palo per il quale si verifica un meccanismo di rottura a blocco è pari a:

$$P_u = 2 \cdot s \cdot K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \phi \approx 2 \cdot s \cdot \sigma'_v \cdot \tan \phi \quad (2.17)$$

Tale valore di resistenza ultima P_u regola la risposta del terreno quando risulta essere minore del valore individuato in riferimento al palo singolo isolato. Se si

considera il profilo di resistenza proposto da BARTON (1982), in cui la P_u del terreno è fornita dalla relazione:

$$P_u = K_p^2 \cdot \sigma'_v \cdot D \quad (2.11)$$

si conclude che il meccanismo di rottura a blocco si verifica quando:

$$\frac{s}{D} < \frac{K_p^2}{2 \cdot K \cdot \tan \phi} \approx \frac{K_p^2}{2 \cdot \tan \phi} \quad (2.18)$$

Nella figura 2.23 si riporta, secondo queste ipotesi, il valore dell'interasse relativo s/D tra i pali al di sotto del quale il meccanismo di rottura a blocco condiziona la risposta del terreno. Come si osserva, al crescere di ϕ cresce significativamente il valore di interasse relativo per il quale si risente di tale effetto. I valori di s/D raggiunti superano significativamente quelli per i quali si ritiene che i fenomeni di interazione dei pali in gruppo possano ritenersi trascurabili ($s/D \sim 6$).

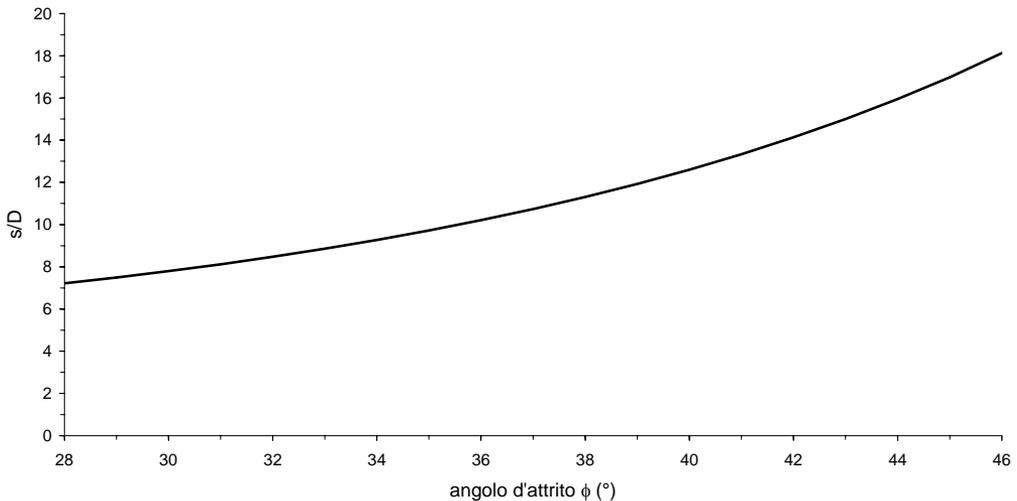


Figura 2.23. Valori di soglia dell'interasse relativo per il fenomeno di rottura a blocco in terreni incoerenti.

TERRENI COESIVI

Per i terreni coesivi, le tensioni tangenziali limite τ_s agenti sulla parete del blocco sono pari alla coesione non drenata c_u :

$$\tau_s = c_u \quad (2.19)$$

La resistenza limite per unità di lunghezza che un terreno coesivo esercita sul palo quando si verifica la rottura a blocco è fornita da:

$$P_u = 2 \cdot s \cdot c_u \quad (2.20)$$

Nei terreni coesivi, il valore pienamente sviluppato di resistenza ultima del terreno, in riferimento ad un palo singolo ed isolato è pari a:

$$P_u = (9 \div 11) \cdot c_u \cdot D \quad (2.21)$$

La rottura a blocco, per le ipotesi fatte, si verifica quando:

$$\frac{s}{D} < \frac{(9 \div 11)}{2} = 4,5 \div 5,5 \quad (2.22)$$

I valori di interasse relativo s/D per i quali il fenomeno si esaurisce sono consistentemente minori rispetto al caso dei terreni incoerenti. Tali valori, inoltre, sono prossimi a quelli indicati in letteratura come valori in corrispondenza dei quali l'interazione reciproca tra pali, sotto azione orizzontale, diviene trascurabile.

2.2 RISPOSTA DEL GRUPPO DI PALI ALLE AZIONI ORIZZONTALI

Nel precedente paragrafo sono stati descritti i tipici comportamenti che caratterizzano la risposta di un palo singolo soggetto ad azioni orizzontali. Nei casi reali, tuttavia, i pali disposti al di sotto delle strutture di fondazione non si ritrovano in condizioni isolate, ma costituiscono dei gruppi, collegati tra loro da idonee strutture di collegamento (piastre, plinti, travi di fondazione). Il comportamento di un palo soggetto ad azioni orizzontali all'interno di un gruppo differisce da quello di un palo singolo ed isolato. In questo paragrafo si vogliono illustrare gli aspetti tipici della risposta dei gruppi di pali soggetti ad azioni orizzontali.

I principali fattori che influenzano la risposta di un gruppo di pali, e di ciascun singolo palo all'interno del gruppo, sono i seguenti:

- interazione reciproca palo – terreno – palo;
- interazione struttura di collegamento – terreno;
- caratteristiche di rigidità della struttura di collegamento.

Sull'influenza dell'interazione tra la struttura di collegamento e il terreno sulla risposta del gruppo si è già riferito nel paragrafo 1.3. Qui si ribadisce che, tra gli scopi della presente Tesi di Dottorato, non ricade lo studio dell'influenza di tale fattore, né tanto meno la determinazione dell'aliquota di resistenza aggiuntiva che la piastra può garantire per effetto degli sforzi tangenziali che si generano all'interfaccia con il terreno e della resistenza passiva che si sviluppa di fronte alla porzione immersa. Le considerazioni che seguono nel presente paragrafo, e le analisi sui gruppi di pali trattate nel capitolo 6, fanno esplicito riferimento ad osservazioni sperimentali provenienti da prove di carico realizzate con la piastra non a contatto con il terreno.

Sempre nel paragrafo 1.3 si è fatto riferimento all'influenza che può esercitare il valore della rigidezza relativa tra la struttura di collegamento ed i pali sulla risposta globale del gruppo. Tale valore può essere compreso fra due estremi; la piastra, cioè, può essere ritenuta, in raffronto ai pali, un elemento infinitamente rigido o un elemento infinitamente flessibile. Nella prima delle due ipotesi gli spostamenti delle teste dei pali, rigidamente connesse all'elemento di raccordo, risulteranno essere tutti uguali e il carico totale agente sulla fondazione sarà ripartito in maniera non omogenea sui singoli pali del gruppo. Nella seconda ipotesi, ciascun palo del gruppo sarà soggetto ad una forza $H_i = H/m$, con H forza totale agente sul gruppo ed m numero di pali, mentre diversi risulteranno gli spostamenti delle teste dei singoli pali.

Nel caso di un gruppo di pali soggetto a carichi assiali, il valore della rigidezza flessionale della piastra e quello della rigidezza assiale dei pali possono essere confrontabili. In tali circostanze, dunque, l'effettivo valore della rigidezza relativa piastra – pali, compreso in un intervallo tra ∞ e 0, costituisce un fattore di estrema rilevanza nella determinazione del comportamento del gruppo. Nel caso di un gruppo di pali soggetto a carichi orizzontali, invece, la rigidezza della struttura di collegamento, caricata nel proprio piano, risulta notevolmente superiore a quella tagliente e flessionale dei pali, che si oppongono a spostamenti aventi direzione ortogonale al proprio asse. Con ottima approssimazione, sotto carichi orizzontali, si può ritenere la struttura di collegamento un elemento infinitamente rigido, e assumere che lo spostamento delle teste dei pali, vincolati nella piastra, siano tutti uguali tra loro. Eterogenea, viceversa, risulta la distribuzione dei carichi sui singoli pali del gruppo. Le prove di carico condotte su gruppi di pali pubblicate in letteratura confermano, senza eccezioni, la validità di tale assunzione.

Nei paragrafi che seguono si descrivono gli effetti, sul comportamento di un gruppo di pali, della interazione reciproca palo – terreno – palo. Quanto esposto è basato sulla raccolta dei risultati ottenuti mediante la realizzazione di prove di carico orizzontale statiche su gruppi di pali, in vera grandezza o in centrifuga. Non

sono state prese in considerazione, invece, prove di carico realizzate su gruppi di pali modello ad un'accelerazione di 1 g.

Stante la difficoltà, per questioni economiche e tecnologiche, nel realizzare prove di carico su palificate di dimensioni notevoli, e a strumentarle opportunamente a fini di ricerca, la casistica della sperimentazione sui gruppi di pali non è estremamente ampia né, soprattutto, comprende casi in cui i pali siano molto numerosi. Per pali in vera grandezza, il gruppo più numeroso sottoposto a prova è costituito da 16 pali (gruppo 4x4, RUESTA & TOWNSEND, 1997). Gruppi di dimensioni leggermente maggiori sono stati sottoposti a prova con l'ausilio della centrifuga; il numero massimo di pali è comunque contenuto ed è pari a 21 (gruppi 3x7, McVAY ET AL., 1998). Nella tabella 2.2 sono indicati i casi di letteratura meglio documentati, utilizzati quali fonte di informazione.

autori	anno	scala	tecnologia	vincolo in testa	gruppo	interasse	terreno
Holloway et al.	1981	reale	spinti e battuti	incastro	2 x 4	2.5D	sabbia alluvionale
Schmidt	1981	reale	trivellati	cerniera	1 x 2	2.42D	gneiss totalmente alterato
Schmidt	1981	reale	trivellati	cerniera	1 x 2	1.33D	limo e marna
Schmidt	1985	reale	trivellati	cerniera	1 x 2	2D	sabbia mediam. addensata
Schmidt	1985	reale	trivellati	cerniera	1 x 2	3D	sabbia mediam. addensata
Schmidt	1985	reale	trivellati	cerniera	1 x 3	2.2D	sabbia mediam. addensata
Baguelin et al.	1985	reale	battuti	cerniera	3 x 2	3D	argilla poco plastica
Brown et al.	1987	reale	battuti	cerniera	3 x 3	3D	argilla dura
Brown et al.	1988	reale	battuti	cerniera	3 x 3	3D	sabbia compattata
Kotthaus & Jessberger	1994	centrifuga	predisposti in centr.	cerniera	1 x 3	3D	sabbia fine
Kotthaus & Jessberger	1994	centrifuga	predisposti in centr.	cerniera	1 x 3	4D	sabbia fine
McVay et al.	1995	centrifuga	spinti	cerniera	3 x 3	3D	sabbia mediam. addensata
McVay et al.	1995	centrifuga	spinti	cerniera	4 x 3	5D	sabbia mediam. addensata
McVay et al.	1995	centrifuga	spinti	cerniera	5 x 3	3D	sabbia mediam. sciolta
McVay et al.	1995	centrifuga	spinti	cerniera	6 x 3	5D	sabbia mediam. sciolta
Ruesta & Townsend	1997	reale	battuti con preforo	cerniera	4 x 4	3D	sabbia sciolta
Rollins et al.	1998	reale	battuti	cerniera	3 x 3	3D	limo e argilla poco plastici
Remaud et al.	1998	centrifuga	predisposti in centr.	cerniera	1 x 2	2D	sabbia
Remaud et al.	1998	centrifuga	predisposti in centr.	cerniera	1 x 2	4D	sabbia
Remaud et al.	1998	centrifuga	predisposti in centr.	cerniera	1 x 2	6D	sabbia
McVay et al.	1998	centrifuga	spinti	incastro	3 x 3	3D	sabbia mediam. addensata
McVay et al.	1998	centrifuga	spinti	incastro	3 x 4	3D	sabbia mediam. addensata
McVay et al.	1998	centrifuga	spinti	incastro	3 x 5	3D	sabbia mediam. addensata
McVay et al.	1998	centrifuga	spinti	incastro	3 x 6	3D	sabbia mediam. addensata
McVay et al.	1998	centrifuga	spinti	incastro	3 x 7	3D	sabbia mediam. addensata
McVay et al.	1998	centrifuga	spinti	incastro	3 x 3	3D	sabbia mediam. sciolta
McVay et al.	1998	centrifuga	spinti	incastro	3 x 4	3D	sabbia mediam. sciolta
McVay et al.	1998	centrifuga	spinti	incastro	3 x 5	3D	sabbia mediam. sciolta
McVay et al.	1998	centrifuga	spinti	incastro	3 x 6	3D	sabbia mediam. sciolta
McVay et al.	1998	centrifuga	spinti	incastro	3 x 7	3D	sabbia mediam. sciolta
Huang et al.	2001	reale	trivellati	incastro	2 x 3	3D	sabbia limosa
Huang et al.	2001	reale	battuti	incastro non perfetto	3 x 4	3D	sabbia limosa
Ilyas et al.	2004	centrifuga	spinti	cerniera	1 x 2	3D	argilla NC
Ilyas et al.	2004	centrifuga	spinti	cerniera	2 x 2	3D	argilla NC
Ilyas et al.	2004	centrifuga	spinti	cerniera	3 x 3	3D	argilla NC
Ilyas et al.	2004	centrifuga	spinti	cerniera	4 x 4	3D	argilla NC
Ilyas et al.	2004	centrifuga	spinti	cerniera	2 x 3	5D	argilla NC
Ilyas et al.	2004	centrifuga	spinti	cerniera	3 x 3	5D	argilla NC
Ilyas et al.	2004	centrifuga	spinti	cerniera	1 x 2	3D	argilla OC
Ilyas et al.	2004	centrifuga	spinti	cerniera	2 x 2	3D	argilla OC
Ilyas et al.	2004	centrifuga	spinti	cerniera	3 x 3	3D	argilla OC
Ilyas et al.	2004	centrifuga	spinti	cerniera	2 x 3	5D	argilla OC
Ilyas et al.	2004	centrifuga	spinti	cerniera	3 x 3	5D	argilla OC
Ilyas et al.	2004	centrifuga	spinti	cerniera	3 x 3	5D	argilla OC
Rollins et al.	2005a	reale	battuti	cerniera	3 x 3	3.3D	sabbia fine
Rollins et al.	2005b	reale	battuti	cerniera	3 x 5	3.92D	limo e argilla poco plastici

Tabella 2.2. Prove di carico su gruppi di pali: casi sperimentali.

Alcune delle considerazioni di seguito esposte sul comportamento dei gruppi sono state accolte nella relazione generale sulle fondazioni profonde presentata alla recente XVI° Conferenza Internazionale sulla Meccanica dei Terreni e l'Ingegneria delle Fondazioni (ICSMFE), svoltasi ad Osaka, in Giappone (MANDOLINI ET AL., 2005).

2.2.1. EVIDENZE SPERIMENTALI

In un gruppo di pali caricato da azioni orizzontali i fenomeni di interazione reciproca palo – terreno – palo determinano, complessivamente, una diminuzione della rigidezza del sistema. In generale, a parità di carico medio per palo, lo spostamento in testa del gruppo di pali è maggiore dello spostamento di un palo isolato; allo stesso modo, a parità di spostamento in testa, il carico sopportato dal palo isolato è superiore al carico medio sopportato dal palo del gruppo.

Quantitativamente, l'intensità dell'interazione viene rappresentata definendo l'*efficienza* η di un gruppo di m pali; tale parametro indica il rapporto, a parità di spostamento in testa, tra il carico medio H_g/m agente su un palo del gruppo (H_g è il carico totale agente sul gruppo) ed il carico H_s agente su un palo singolo ed isolato, identico per caratteristiche a quelli del gruppo:

$$\eta = \frac{H_g}{m \cdot H_s} \quad (2.23)$$

I fenomeni di interazione divengono più rilevanti quanto più l'interasse tra i pali del gruppo è ridotto. Viceversa, l'interazione tende ad estinguersi al crescere della distanza tra i pali. Le evidenze sperimentali mostrano come gli effetti di interazione si attenuino notevolmente ad interassi di 5D (McVAY ET AL., 1995) e possano ritenersi nulli per interassi superiori a 6D (COX ET AL., 1984) (D = diametro del palo). In tal caso, ciascun palo del gruppo si comporta secondo modalità di palo singolo.

Per effetto delle interazioni reciproche che si verificano in un gruppo, i cui pali sono connessi da una struttura di collegamento infinitamente rigida non a contatto con il terreno, ciascun palo si comporta in maniera differente dagli altri. La diversità di comportamento si manifesta mediante un differente valore dello sforzo di taglio agente in testa a ciascun palo, differenti valori di momento flettente, diversa ubicazione del valore massimo di momento al variare della profondità (nell'ipotesi in cui il vincolo in testa al palo non sia un incastro). La modalità di risposta di ciascun palo è funzione essenzialmente dalla posizione geometrica che questo occupa all'interno del gruppo. Precisamente, la risposta del singolo palo all'interno del gruppo è condizionata:

- dalla fila di appartenenza all'interno del gruppo (effetto ombra o *shadowing*);
- dalla posizione all'interno della singola fila (effetto di bordo).

Il primo dei due fenomeni assume rilevanza maggiore. Principalmente, si osserva una notevole differenza nelle modalità di risposta della prima fila, che risulta più rigida, rispetto alle successive, che risultano più cedevoli. La prima fila (o fila frontale) è la prima nella direzione di avanzamento del gruppo ed è quella che *spinge* nel terreno indisturbato.

Il secondo dei due fenomeni induce, all'interno di una stessa fila, una concentrazione dei carichi sui pali di estremità, che risultano più caricati rispetto ai pali posti al centro.

2.2.2. EFFICIENZA

In un gruppo di pali, il contemporaneo verificarsi di fenomeni di interazione sotto forma di effetto ombra (differente risposta dei pali a seconda della fila di appartenenza, paragrafo 2.2.3) e di effetto di bordo (differente risposta dei pali a seconda della posizione nella fila, paragrafo 2.2.4) fa sì che, complessivamente, il gruppo di pali risulti più cedevole del corrispondente palo singolo (figura 2.24). Il parametro che quantifica la riduzione della rigidezza del sistema è la già definita *efficienza del gruppo* η . Il valore assunto da tale parametro è, per pali disposti ad interasse ridotto, inferiore ad uno. Al crescere dell'interasse tra i pali l'efficienza tende al valore unitario, fino a divenire esattamente pari ad uno quando le distanze relative tra i pali sono tali da annullare ogni fenomeno di interazione.

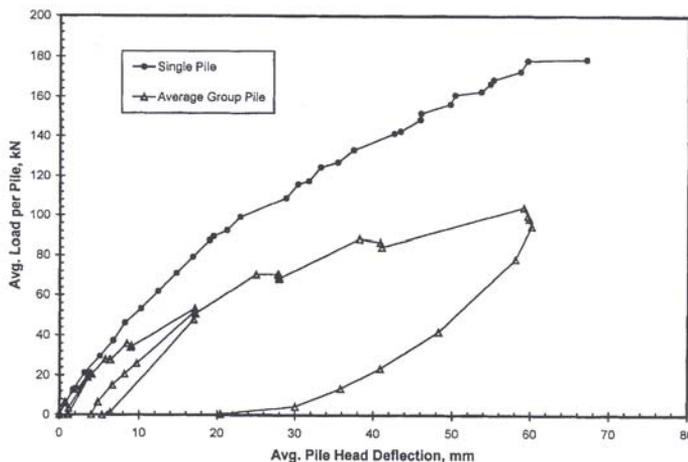


Figura 2.24. Curva carichi (medi per palo) – spostamenti per un palo singolo ed un gruppo 3x3 (da Rollins et al., 1998)

L'efficienza di un gruppo di pali non è costante, ma varia all'aumentare del carico agente sul gruppo; dunque, varia all'aumentare degli spostamenti. La rigidità iniziale del gruppo e quella del palo singolo sono pressoché uguali (KOTTHAUS & JESSBERGER, 1994; BROWN ET AL., 1987; RUESTA & TOWNSEND, 1997) (figura 2.25); ne consegue che per bassi valori di spostamento, l'efficienza si possa assumere pressoché unitaria. Al crescere del carico, i fenomeni di interazione aumentano e l'efficienza manifesta un andamento decrescente, fino al raggiungimento di un valore asintotico in corrispondenza di spostamenti sufficientemente grandi. L'andamento decrescente di η osservato per i pali soggetti ad azioni orizzontali è opposto a quello manifestato dai gruppi di pali soggetti ad azioni verticali (figura 2.26); per questi ultimi, al crescere dei cedimenti verticali, gli effetti di interazione diminuiscono e l'efficienza, conseguentemente, aumenta. Questi opposti andamenti evidenziano la presenza, nei due casi, di meccanismi di interazione differenti (MANDOLINI ET AL., 2005).

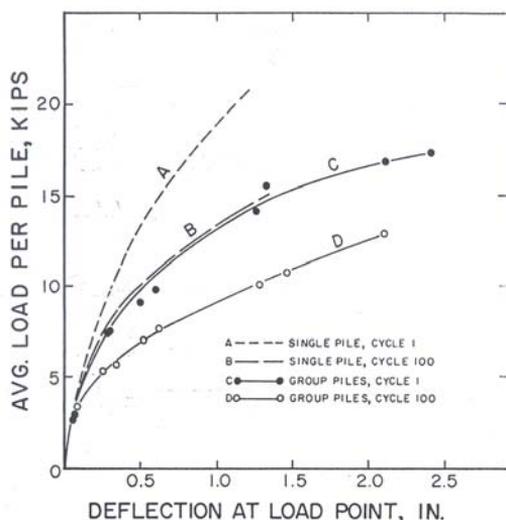


Figura 2.25. Curva carichi (medi per palo) – spostamenti per un palo singolo ed un gruppo 3x3: la rigidità iniziale è uguale (da Brown et al., 1987).

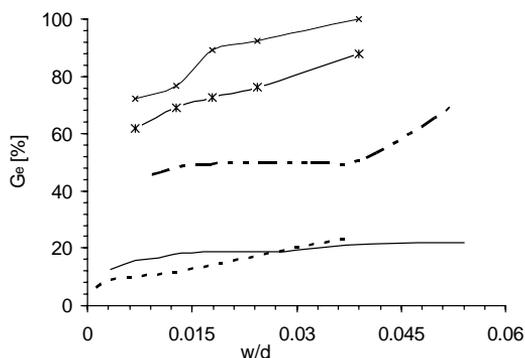


Figura 2.26. Andamento dell'efficienza G_e per gruppi di pali (di numero variabile fra 4 e 144) soggetti ad azioni verticali, al variare del cedimento relativo del gruppo w/d (da Mandolini et al., 2005).

Nelle figure 2.27 e 2.28 sono riportati gli andamenti dell'efficienza, al variare degli spostamenti relativi in testa (spostamenti adimensionalizzati rispetto al diametro D del palo), per alcuni dei casi di letteratura riportati nella tabella 2.2. Per quanto ovvio si precisa che, a rigore, affinché la risposta del gruppo e quella del palo singolo siano confrontabili, è necessario che entrambi siano stati sottoposti a prova in condizioni esattamente analoghe (stesse caratteristiche di vincolo in testa, stessa eccentricità di applicazione del carico, stesso livello della falda, ecc.). La variabilità dei parametri citati, difatti, condiziona fortemente gli esiti di una prova di carico orizzontale.

In figura 2.27 è riportato l'andamento dell'efficienza in riferimento a prove condotte su pali reali. Gli andamenti sono qualitativamente simili tra loro, ed evidenziano la progressiva crescita dei fenomeni di interazione al crescere dello spostamento relativo. L'unica eccezione è costituita dai risultati della prova di RUESTA & TOWNSEND (1997, gruppo 4x4), probabilmente a causa degli anomali (elevati) valori di carico registrati sui pali della seconda fila del gruppo (vedi paragrafo 6.1.1.2). L'interasse tra le file dei gruppi è pari a $3D$, esclusi i casi ROLLINS ET AL. (2005a) e ROLLINS ET AL. (2005b) in cui è pari, rispettivamente, a $3.3D$ e $3.92D$.

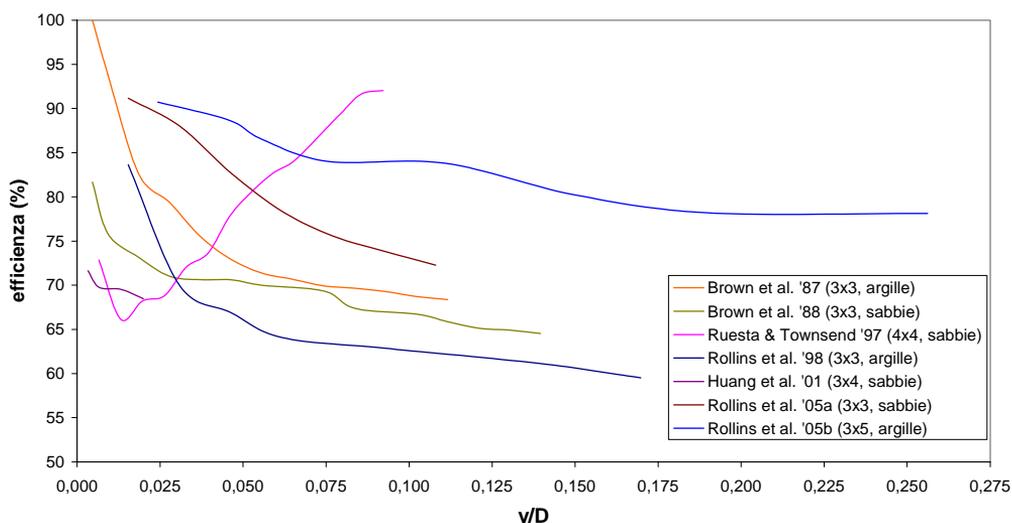


Figura 2.27. Andamento sperimentale dell'efficienza al variare degli spostamenti relativi in testa: gruppi di pali in vera grandezza.

In figura 2.28 l'andamento dell'efficienza riportato si riferisce ai risultati ottenuti mediante la realizzazione di prove in centrifuga. L'interasse di riferimento, ove non altrimenti indicato, è pari a $3D$. In figura 2.29 si riportano, infine, i valori di efficienza desunti dalle esperienze in centrifuga di McVAY ET AL. (1998, interasse $3D$). In questo caso, a differenza dei precedenti, il vincolo in testa ai pali

del gruppo è un incastro. I valori di carico sopportati dal gruppo sono rapportati a quelli del palo singolo, il quale è stato sottoposto a prova con la testa libera di ruotare. L'efficienza ottenuta è significativamente superiore all'unità, testimonianza del benefico effetto generato dall'incastro in testa in relazione agli spostamenti. L'andamento dell'efficienza rimane decrescente.

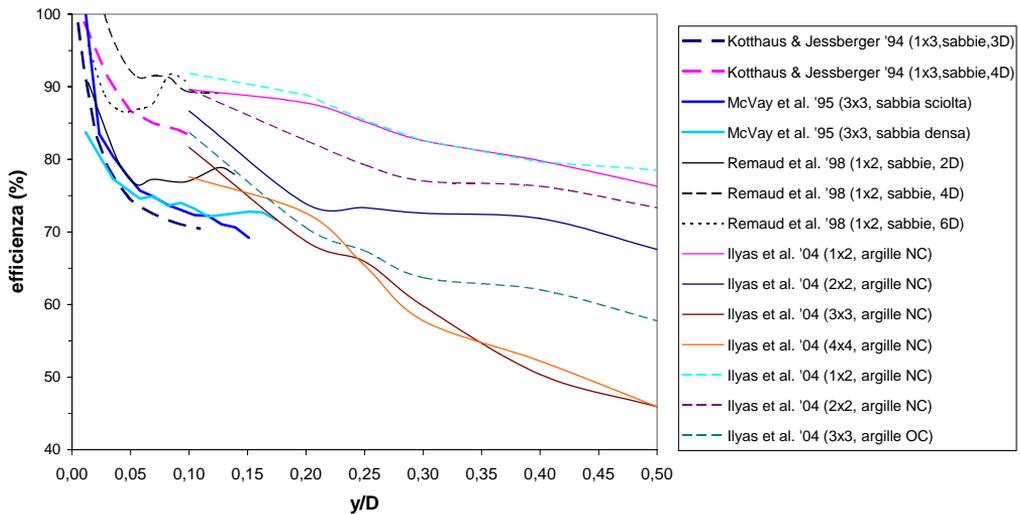


Figura 2.28. Andamento sperimentale dell'efficienza al variare degli spostamenti relativi in testa: gruppi di pali in centrifuga (testa libera di ruotare).

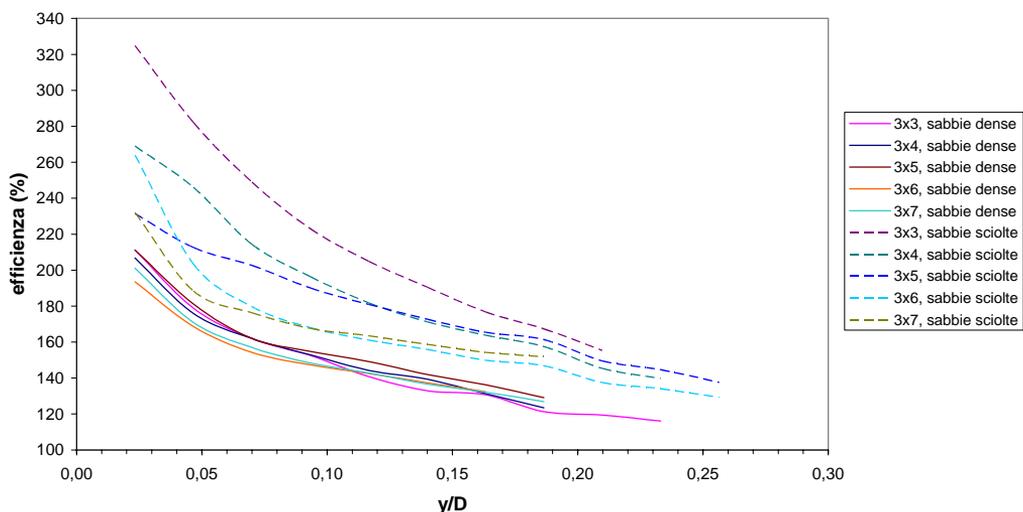


Figura 2.29. Andamento sperimentale dell'efficienza al variare degli spostamenti relativi in testa: gruppi di pali in centrifuga con testa impedita di ruotare (McVay et al., 1998).

L'osservazione dei dati sperimentali consente di affermare che l'efficienza di un gruppo di pali dipende dal complesso dei seguenti elementi:

- caratteristiche del terreno;
- rigidità relativa palo – terreno;
- interasse relativo tra i pali;
- numero di pali del gruppo e geometria;
- livello di spostamento.

Lo strumento della centrifuga ha consentito di realizzare prove di carico su gruppi di dimensioni progressivamente crescenti. L'osservazione dei dati sperimentali ottenuti mediante tali prove consente di affermare che l'influenza del numero di file sui valori di efficienza si arresta progressivamente. Superato un determinato numero di file (cinque, McVAY ET AL., 1998) o un determinato numero complessivo di pali (nove, ILYAS ET AL., 2004), l'efficienza diviene indipendente dalla dimensione del gruppo, rimanendo funzione dei soli rimanenti parametri sopra elencati. Sebbene i risultati sperimentali sin ora disponibili sembrino confortare queste affermazioni, è opportuno osservare come le dimensioni dei gruppi di pali sui quali sono state realizzate prove siano sostanzialmente modeste (massimo 16 pali nei casi reali, massimo 21 pali per le prove in centrifuga, massimo 4 pali per riga). Non c'è evidenza sperimentale disponibile, dunque, che garantisca l'estendibilità delle considerazioni dedotte su piccoli gruppi a gruppi di dimensioni maggiori.

I dati sperimentali a disposizione consentono un'ulteriore considerazione. L'efficienza del gruppo non è costante; tende tuttavia a raggiungere un valore asintotico in corrispondenza di spostamenti sufficientemente elevati; individuato tale valore di spostamento, si può ritenere di individuare, per ciascun gruppo, un unico valore di efficienza, valido per spostamenti uguali o maggiori di quello di soglia. McVAY ET AL. (1998) individuano, in base ai risultati delle proprie prove, in $0.06D$ lo spostamento necessario al raggiungimento del valore asintotico. KOTTHAUS & JESSBERGER (1994) ritengono sia necessario uno spostamento di $0.1D$. SCOTT (1995) propone, invece, di introdurre uno spostamento di riferimento, in corrispondenza del quale valutare il parametro η , indipendentemente dal fatto che questo costituisca il valore di raggiungimento dell'asintoto. Il valore di spostamento proposto dall'autore è $1/50$ del diametro ($0.02D$), ritenendo che questo corrisponda, indicativamente, allo spostamento riconducibile ad un carico di esercizio.

Alcune procedure semplificate messe a punto in letteratura per la determinazione della risposta di un gruppo di pali sotto azioni orizzontali, a partire dalla risposta del palo singolo, si basano sull'identificazione di un valore di efficienza indipendente dall'entità degli spostamenti (POULOS, 1975; 1979b; REESE &

VAN IMPE, 2001). Lo stesso metodo dei coefficienti moltiplicatori delle curve $p - y$ (paragrafo 3.1.3) verte su tale assunto.

Si ritiene opportuno, in questa sede, esporre la procedura proposta da REESE & VAN IMPE (2001) per la valutazione dell'efficienza di un gruppo di pali sotto azioni orizzontali. Gli autori, nel definire la procedura, si sono giovati dei dati sperimentali desunti da numerose prove su gruppi di pali, in scala reale ed in scala ridotta, queste ultime realizzate ad accelerazione di $1g$. Il valore di efficienza dedotto per ciascuna prova è stato riferito allo spostamento consigliato da SCOTT (1995), al fine di rendere confrontabili tra loro le prove condotte da autori differenti. Si è stimata, in primo luogo, l'efficienza e tra coppie di pali, allineate lungo la direzione di azione della forza o ortogonali ad essa. Nel primo caso, l'interazione tra palo anteriore e palo posteriore della coppia è ritenuta asimmetrica (OCHOA & O'NEILL, 1989; paragrafo 4.1.7). Per il palo frontale, l'efficienza è definita, in funzione del solo interasse, dalla relazione:

$$e = 0.70 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.26} \quad \text{per} \left(\frac{s}{D} \right) \leq 4.00 \quad (2.24)$$

Per il palo posteriore:

$$e = 0.48 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.38} \quad \text{per} \left(\frac{s}{D} \right) \leq 7.00 \quad (2.25)$$

Se i pali sono affiancati ortogonalmente alla direzione di applicazione della forza, gli effetti di interazione sono simmetrici e valgono:

$$e = 0.64 \left(\frac{s}{D} \right)^{0.34} \quad \text{per} \left(\frac{s}{D} \right) \leq 3.75 \quad (2.26)$$

per interassi relativi superiori a quelli indicati, l'interazione è nulla, dunque $e = 1$. Per pali non disposti né in riga né in fila, si assume:

$$e = \sqrt{e_i^2 \cos^2 \beta + e_s^2 \sin^2 \beta} \quad (2.27)$$

dove e_i è il valore di efficienza dei pali in linea, e_s è il valore di efficienza dei pali affiancati, β è l'angolo formato tra la congiungente i pali e la direzione di applicazione della forza.

In presenza di un gruppo m di pali, il valore di e per il palo j - esimo si determina moltiplicando tra loro i contributi di interazione dovuti ai singoli pali del gruppo:

$$e_j = \prod_{\substack{i=1 \\ (i \neq j)}}^m e_{ij} = e_{1j} \cdot e_{2j} \cdot \dots \cdot e_{mj} \quad (2.28)$$

Il valore di e_j così ottenuto viene utilizzato come moltiplicatore della curva $p - y$ individuata per descrivere la risposta del palo singolo alle azioni orizzontali:

$$P_{j \text{ gruppo}} = e_j \cdot P_{\text{singolo}} \quad (2.29)$$

E' quindi possibile determinare la risposta dei singoli pali del gruppo.

2.2.3 DISTRIBUZIONE DEI CARICHI NEL GRUPPO: EFETTO OMBRA (O SHADOWING)

Il carico totale agente su un gruppo di pali con interasse s sufficientemente ridotto ($s/D < 6$), sottoposto ad una sollecitazione orizzontale statica, si ripartisce in maniera non uniforme tra i singoli pali. L'aliquota di carico assorbita da ciascun palo è condizionata, principalmente, dalla fila di appartenenza dei pali all'interno del gruppo. Il complesso della sperimentazione disponibile evidenzia come la fila che assorbe l'aliquota maggiore di carico è la fila frontale, quella cioè, che incontra la resistenza di un terreno non disturbato dalla presenza di file a lei antistanti. Le file successive, invece, assorbono aliquote di carico minori. Il fenomeno di disomogenea distribuzione dei carichi in ragione della fila di appartenenza del gruppo va sotto il nome di *shadowing* (BROWN ET AL., 1988).

I pali appartenenti alla prima fila del gruppo tendono a manifestare un comportamento analogo a quello del palo singolo. Se si considera la curva carichi – spostamenti dei pali della prima fila di un gruppo (figura 2.30 o figura 2.34) a confronto con quella del palo singolo, non si osservano particolari differenze. La rigidità della prima fila di un gruppo di pali è dunque comparabile a quella del palo singolo; in altre parole, a parità di spostamento, il carico medio dei pali di una prima fila ed il carico agente su un palo singolo sono (quasi) uguali.

Le curve carico – cedimento riferite alle file successive, invece, sono significativamente più cedevoli (figura 2.31). In corrispondenza dei pali appartenenti a file successive alla prima, complessivamente, il terreno offre una resistenza alle sollecitazioni orizzontali minore. Ciò è causato dalla influenza, negativa, generata dai pali anteriori sui posteriori. I pali antistanti, muovendosi in avanti, inducono una riduzione nello stato tensionale del terreno compreso tra le due file di pali. La fila che segue, quindi, *spinge* in un terreno *alterato* dalla presenza di altri pali (figura 2.32). La riduzione di rigidità riguarda

essenzialmente gli strati di terreno più superficiali. Sperimentalmente si osserva come, mediamente, la seconda fila risulti più cedevole della prima, la terza della seconda (ma, ad esempio, ROLLINS ET AL., 1998 è un'eccezione), la quarta della terza. Dalla quarta fila in poi, tuttavia, non si registra un'ulteriore perdita di resistenza. Tale affermazione è confortata sia da dati provenienti da prove in centrifuga (McVAY ET AL., 1998; figura 2.33) sia da dati provenienti da prove realizzate in sito (ROLLINS ET AL., 2005b; figura 2.34).

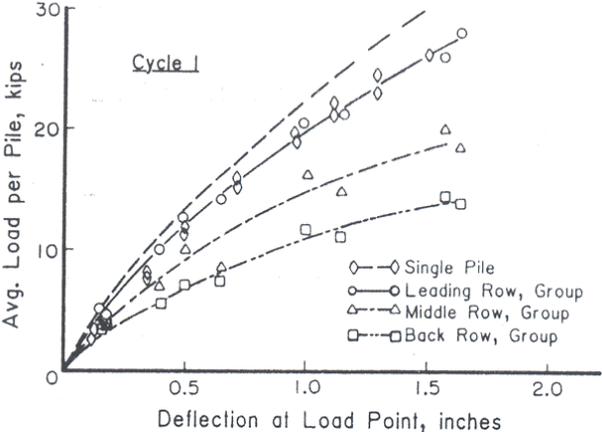


Figura 2.30. Curva carichi (medi per palo) – spostamenti per un palo singolo e le file di un gruppo 3x3 (da Brown et al., 1988).

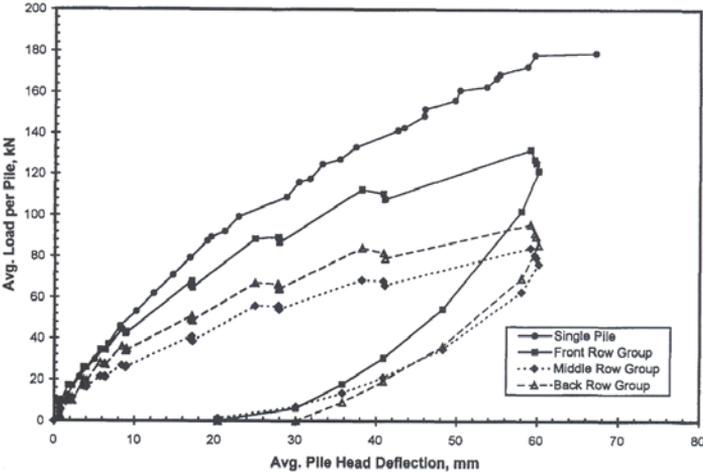


Figura 2.31. Curva carichi (medi per palo) – spostamenti per un palo singolo e le file di un gruppo 3x3 (da Rollins et al., 1998).

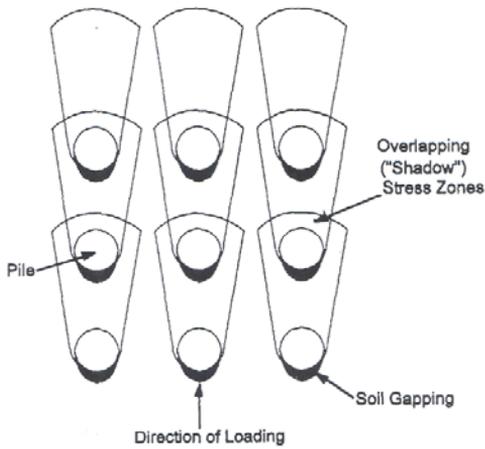


Figura 2.32. Rappresentazione schematica della sovrapposizione delle aree di resistenza del terreno in un gruppo soggetto ad azioni orizzontali (da Rollins et al., 1998).

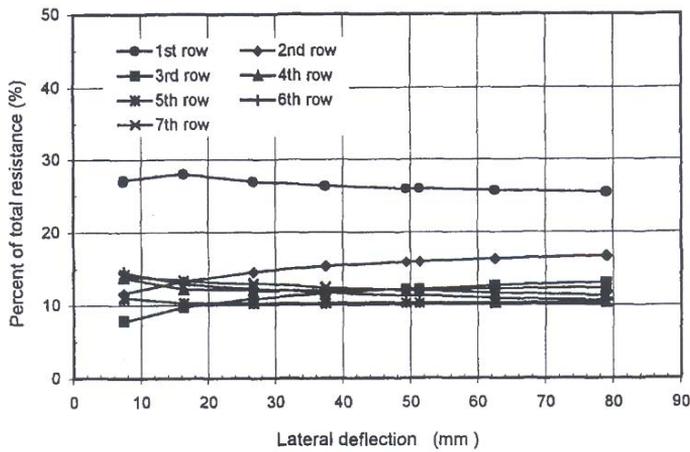


Figura 2.33. Variazione della percentuale di carico assorbita dalle file di un gruppo 3x7 in sabbie mediamente addensate (da McVay et al., 1998)

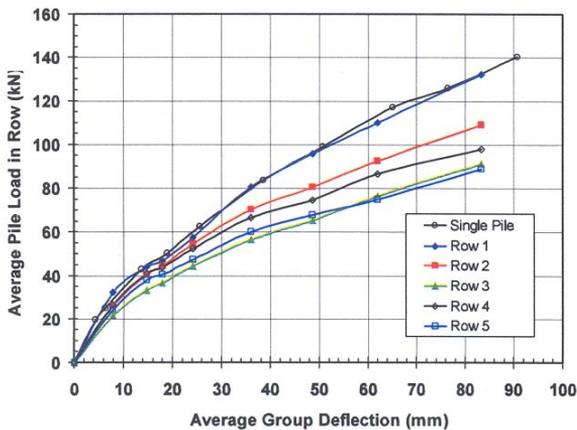


Figura 2.34. Curva carichi (medi per palo) – spostamenti per un palo singolo e le file di un gruppo 3x5 (da Rollins et al., 2005b).

Nelle figure seguenti si riportano, in rapporto percentuale tra loro, i valori di carico assorbiti dalla seconda (*middle row*, MR) e dalla terza fila (*back row*, BR) rispetto alla prima (*front row*, FR), al variare dello spostamento relativo del gruppo di pali. In figura 2.35 (seconda fila su prima fila) e 2.36 (terza fila su prima fila) si fa riferimento a prove in sito. Nelle figure 2.37 e 2.38 a prove in centrifuga.

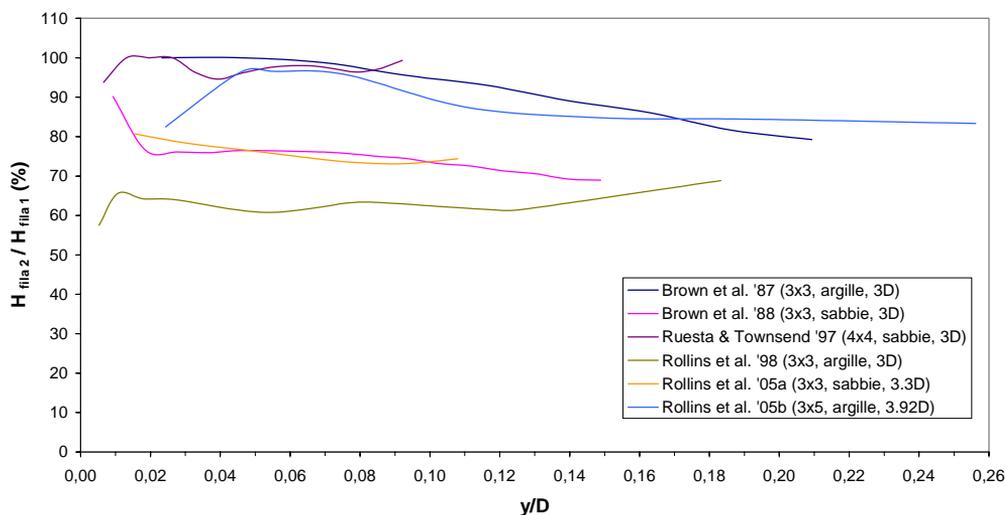


Figura 2.35. Rapporto percentuale fra i carichi assorbiti dalla seconda fila del gruppo e la prima, al variare dello spostamento relativo (gruppi di pali in vera grandezza).

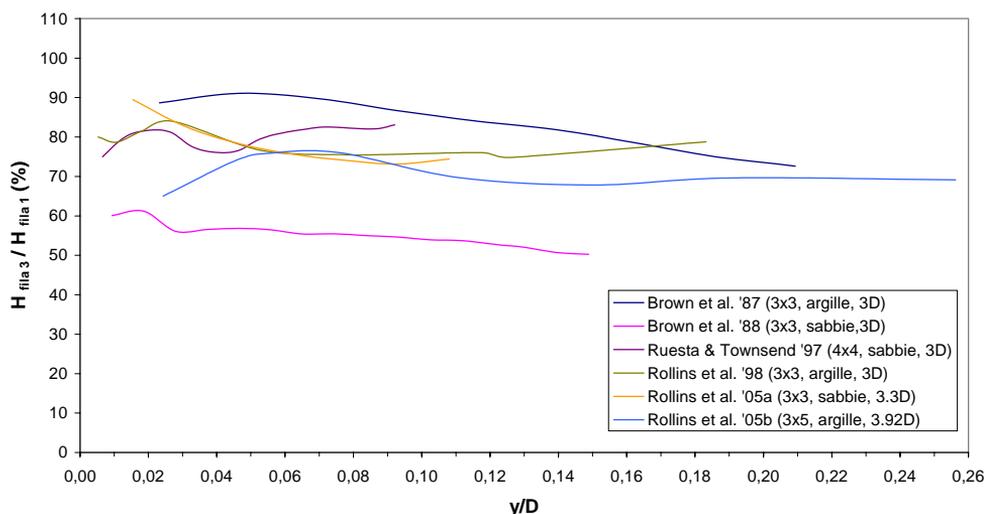


Figura 2.36. Rapporto percentuale fra i carichi assorbiti dalla terza fila del gruppo e la prima, al variare dello spostamento relativo (gruppi di pali in vera grandezza).

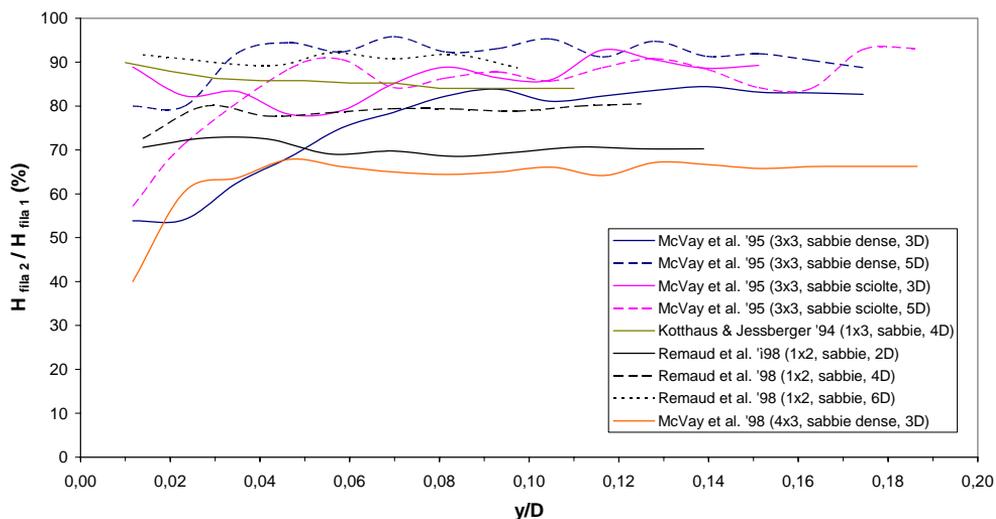


Figura 2.37. Rapporto percentuale fra i carichi assorbiti dalla seconda fila del gruppo e la prima, al variare dello spostamento relativo (gruppi di pali in centrifuga).

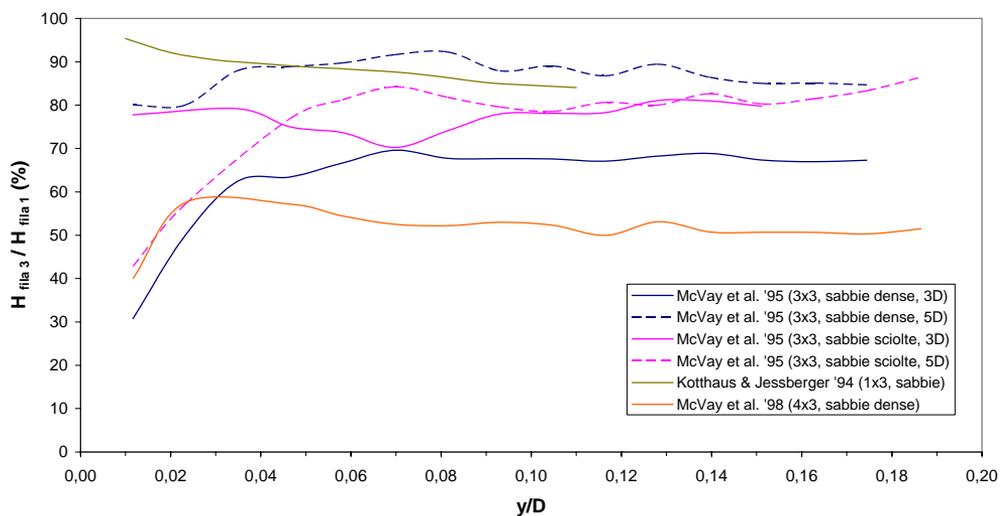


Figura 2.38. Rapporto percentuale fra i carichi assorbiti dalla terza fila del gruppo e la prima, al variare dello spostamento relativo (gruppi di pali in centrifuga).

La distribuzione dei carichi tra le file di un gruppo non è costante al variare dello spostamento, ma tende a divenirlo per spostamenti relativi abbastanza ridotti (circa $0,02D$; figura 2.39). ROLLINS ET AL. (1998), in base ai propri dati, propongono un valore pari a $0.04D$. Per la limitatezza dei casi disponibili, tuttavia, non è possibile stabilire in maniera univoca un criterio di ripartizione dei carichi tra le file

e, in particolare, stabilire in che modo differenziare il contributo delle file successive alla prima.

I dati sperimentali non consentono, inoltre, di comprendere l'esatto andamento della distribuzione tra le file prima che questa si stabilizzi in aliquote costanti. In base ad alcune sperimentazioni (KOTTHAUS & JESSBERGER, 1994) si può ipotizzare, a bassi livelli di spostamento, la prevalenza di un'interazione di tipo puramente elastico; di conseguenza, la ripartizione dei carichi tra le file del gruppo risulterebbe simmetrica: la prima e l'ultima fila sarebbero le più caricate, le file centrali le più scariche. Le sperimentazioni condotte su pali reali non confermano questa tendenza.

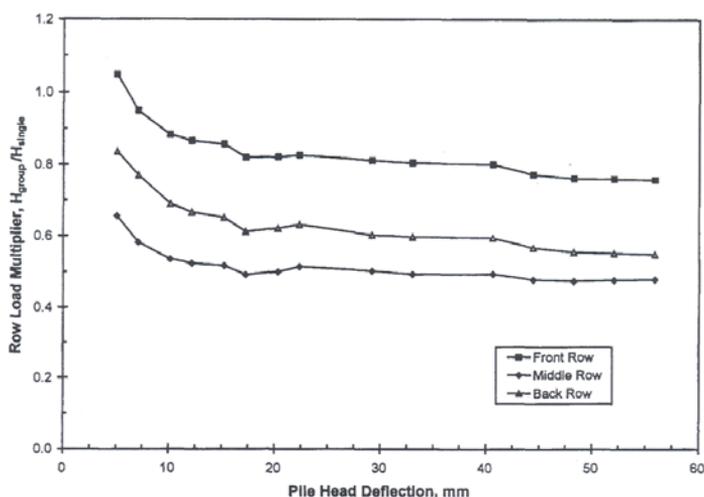


Figura 2.39. Rapporto fra il carico (medio) sopportato dai pali delle tre file di un gruppo 3x3 e il corrispondente carico sopportato da un palo singolo, al variare dello spostamento in testa (da Rollins et al., 1998).

2.2.4 DISTRIBUZIONE DEI CARICHI NELLA FILA: EFFETTO DI BORDO

L'insorgere di una disomogeneità nella distribuzione dei carichi tra pali appartenenti alla stessa fila è identificato come *effetto di bordo*. Dal punto di vista fisico, il fenomeno è generato dalla progressiva sovrapposizione delle aree di resistenza a taglio del terreno. La resistenza del terreno alla spinta dei pali si esplica, difatti, mediante l'insorgere di cunei di resistenza di fronte al palo. Al crescere delle forze esterne, il volume dei cunei cresce e, se i pali sono ad interasse sufficientemente ridotto, si sovrappone con quello dei pali adiacenti (figura 2.40). Tale effetto è più marcato per i pali interni della fila che per quelli esterni, di spigolo. Per tale motivo, i pali interni risultano più cedevoli e assorbono un'aliquota di carico minore; i pali di spigolo della stessa fila sono invece più rigidi, e assorbono un'aliquota di carico maggiore. L'effetto di bordo, seppure

meno significativo dell'effetto ombra, costituisce un aspetto peculiare del comportamento di un gruppo di pali.

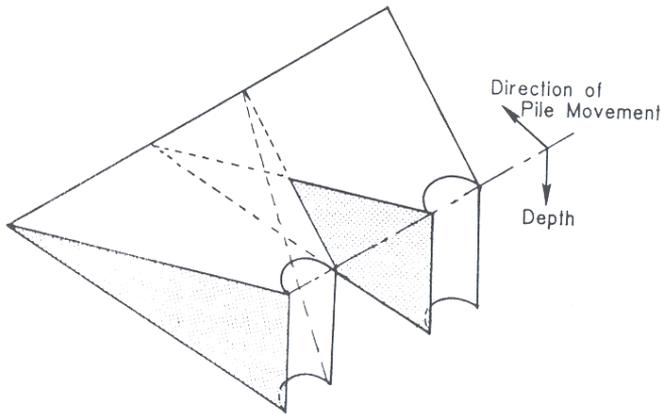


Figura 2.40. Sovrapposizione delle aree di resistenza a taglio del terreno per pali disposti in una fila (da Brown et al., 1988)

Molti degli autori che hanno condotto la sperimentazione sui gruppi di pali ritengono verosimile assumere che la ripartizione dei carichi tra i pali appartenenti alla stessa fila sia sostanzialmente omogenea (BROWN ET AL., 1988; ROLLINS ET AL., 2005b). Questa ipotesi consente di giustificare l'adozione del metodo dei coefficienti moltiplicativi delle curve $p - y$ per la modellazione del comportamento del gruppo; tali coefficienti moltiplicativi, difatti, sono differenziati in funzione delle file e non in funzione della posizione dei pali all'interno di essa (paragrafo 3.1.3).

Nei casi in cui la distribuzione dei carichi tra i pali di una stessa fila è riportata, tuttavia (BAGUELIN ET AL., 1985; RUESTA & TOWNSEND, 1997; ILYAS ET AL., 2004; ROLLINS ET AL., 2005a), non sempre la differente aliquota di carico assorbita dai pali di spigolo e da quelli centrali appare trascurabile (figura 2.41).

In figura 2.42 si riporta il rapporto tra il carico assorbito dal palo centrale (*Center Pile*, CP) e quello di spigolo (*Outer Pile*, OP), al variare dello spostamento relativo, in riferimento a due casi di prove eseguite su pali di dimensioni reali (BAGUELIN ET AL., 1985, gruppo 3x2; ROLLINS ET AL., 2005a, gruppo 3x3). Tale rapporto è riportato per la prima (*Front*) e la seconda fila (*Back*), nel primo caso, per la prima (*Front*), la seconda (*Middle*) e la terza (*Back*) nel secondo caso.

In figura 2.43 si riportano gli analoghi rapporti, (con analogo significato delle sigle) in riferimento alle prove in centrifuga eseguite da ILYAS ET AL. (2004).

Come risulta evidente dalle figure, la disuguale ripartizione dovuta all'effetto di bordo è meno significativa di quello dovuto all'effetto ombra; tuttavia, non pare del

tutto trascurabile. La ripartizione dei carichi tra i pali della fila si mantiene sostanzialmente costante al variare degli spostamenti.

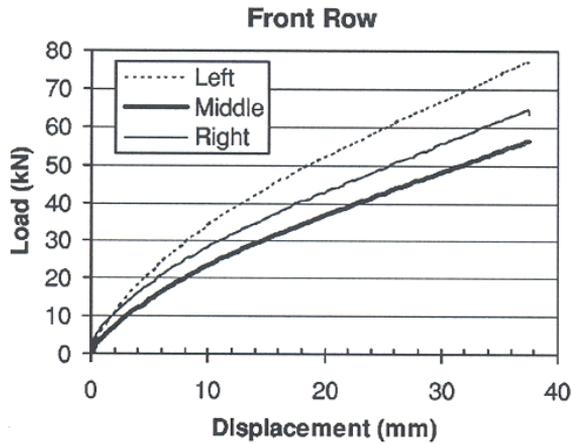


Figura 2.41. Curve carichi – spostamenti per i tre pali della prima fila di un gruppo 3x3 (da Rollins et al., 2005a)

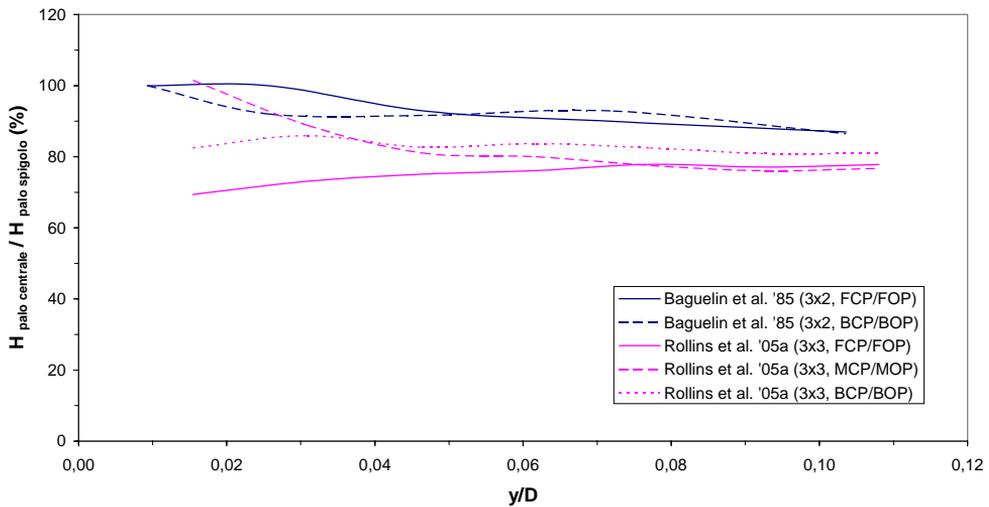


Figura 2.42. Rapporto percentuale fra il carico assorbito dal palo centrale ed il palo di spigolo di una stessa fila di un gruppo, al variare dello spostamento relativo (gruppi di pali in vera grandezza).

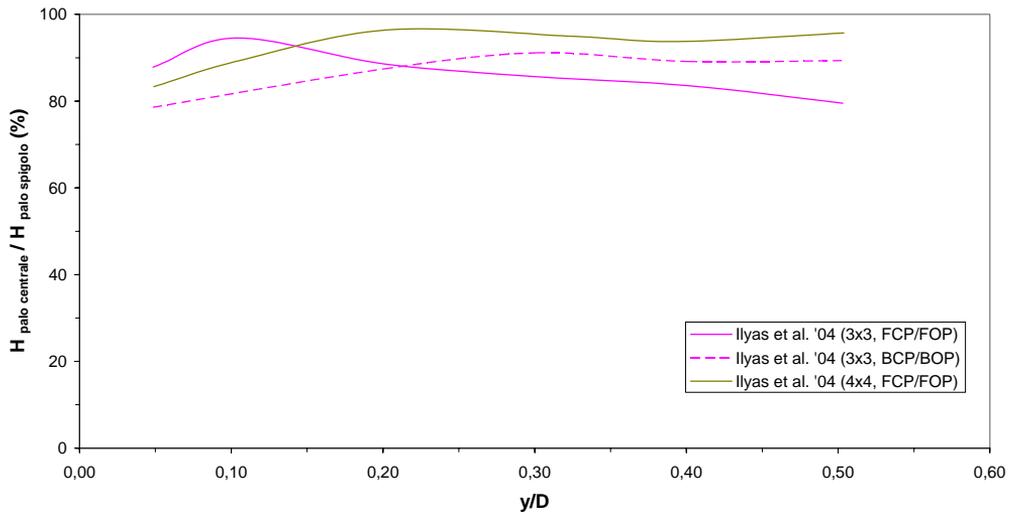


Figura 2.43. Rapporto percentuale fra il carico assorbito dal palo centrale ed il palo di spigolo di una stessa fila di un gruppo, al variare dello spostamento (gruppi di pali in centrifuga).

2.2.5 MOMENTI FLETTENTI

La differente distribuzione delle forze in testa ai pali del gruppo, e la differente capacità del terreno di offrire resistenza agli spostamenti orizzontali dei pali in ragione della fila di appartenenza degli stessi, generano a loro volta un differente andamento dei momenti flettenti nei pali del gruppo.

I pali delle file successive alla prima sono sollecitati, in testa, da carichi minori. In termini assoluti, quindi, presentano valori di momento flettente minori di quelli dei pali frontali (figura 2.44).

In figura 2.45 si riporta il rapporto fra il momento flettente massimo assorbito mediamente dai pali della seconda fila e quello assorbito mediamente dai pali della prima, al variare dello spostamento relativo del gruppo. In figura 2.46 lo stesso grafico si riferisce al rapporto tra il momento massimo registrato sui pali della terza fila (o su quelli della quarta, dove indicato) e su quelli della prima. I dati si riferiscono a casi reali.

I rapporti si dimostrano essere sostanzialmente costanti al variare degli spostamenti; questo risultato, del resto, è conseguenza del fatto che le ripartizioni dei carichi tra le file si mantengono a loro volta sostanzialmente costanti al variare del carico (paragrafo 2.2.3).

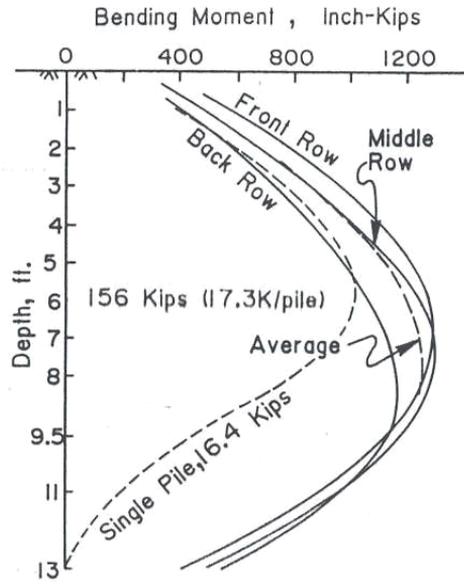


Figura 2.44. Profilo dei momenti flettenti medi per i pali delle tre file di un gruppo 3x3 (da Brown et al., 1987).

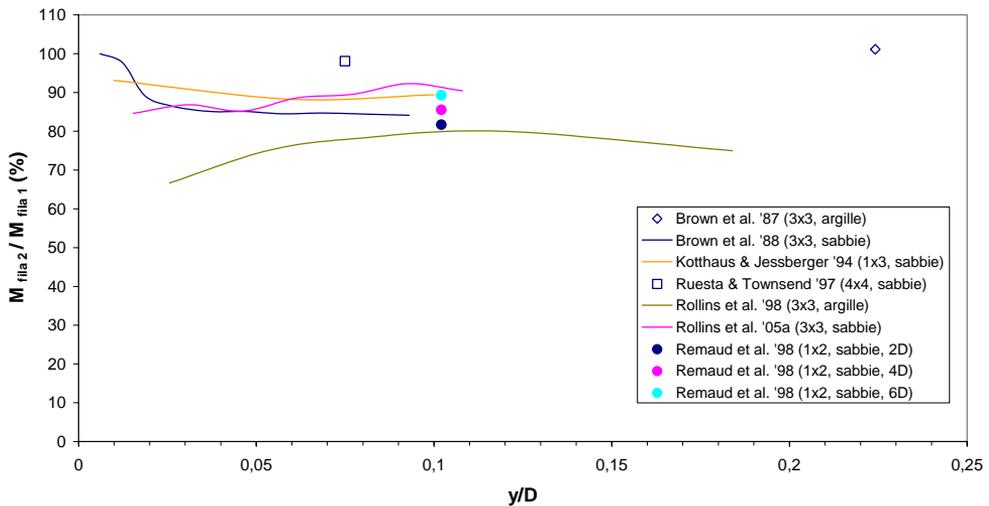


Figura 2.45. Rapporto percentuale fra il momento flettente massimo dei pali della seconda fila e quello dei pali della prima, al variare dello spostamento relativo (gruppi di pali in vera grandezza).

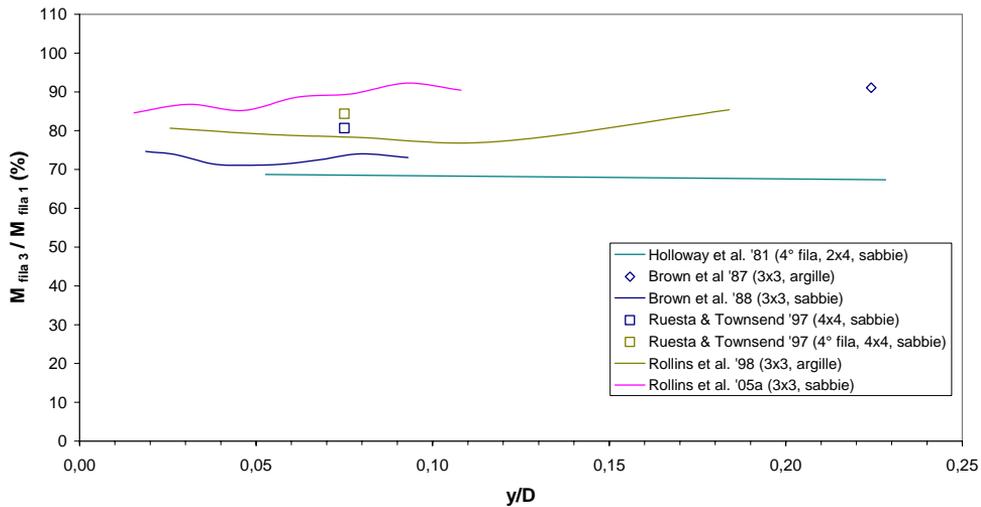


Figura 2.46. Rapporto percentuale fra il momento flettente massimo dei pali della terza (o quarta) fila e quello dei pali della prima, al variare dello spostamento relativo (gruppi di pali in vera grandezza).

I pali della fila frontale (paragrafo 2.2.3) sopportano carichi analoghi, circa, a quelli di un palo singolo. Il terreno con il quale interagiscono, infatti, è *intatto*; non è condizionato, cioè, dalla presenza e dal movimento in avanti di pali antistanti. Di conseguenza, il profilo dei momenti di un palo di una fila frontale è analogo a quello di un palo singolo: ha lo stesso valore massimo e lo attinge alla stessa quota (BROWN ET AL., 1988; figura 2.47.b).

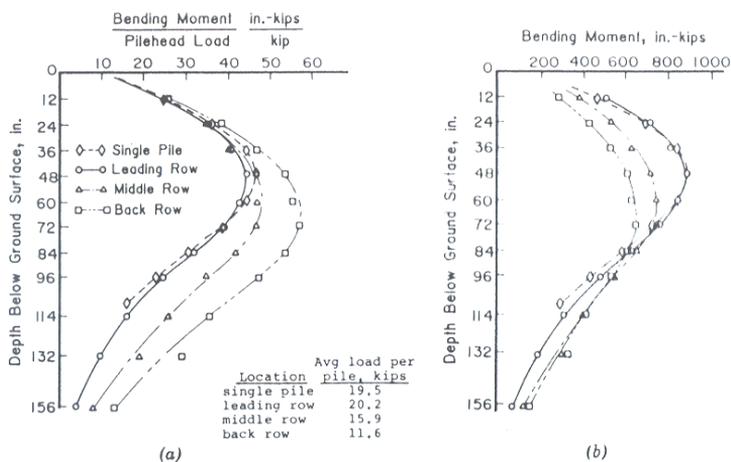


Figura 2.47. Profilo dei momenti flettenti per un palo singolo e per i pali delle tre file di un gruppo 3x3, normalizzati rispetto al taglio agente in testa (a) e in valori assoluti (b) (da BROWN et al., 1988).

Se il valore del momento flettente agente sul palo delle file viene normalizzato in ragione della sollecitazione agente in testa si osserva come i maggiori momenti normalizzati insorgano proprio nei pali delle file posteriori (BROWN ET AL., 1988; ROLLINS ET AL., 2005a) (figura 2.47.a). Ciò è conseguenza del fatto che tali pali interagiscono con un terreno che, condizionato dalla presenza degli altri pali del gruppo e quindi dallo *shadowing*, presenta resistenze minori alle sollecitazioni orizzontali rispetto alla sua condizione indisturbata. Poiché le aree del terreno più condizionate da questa interazione sono quelle in prossimità del piano campagna, i valori massimi dei momenti flettenti per le file successive alla prima si attingono a quote via via più profonde (BROWN ET AL., 1987) (figura 2.48).

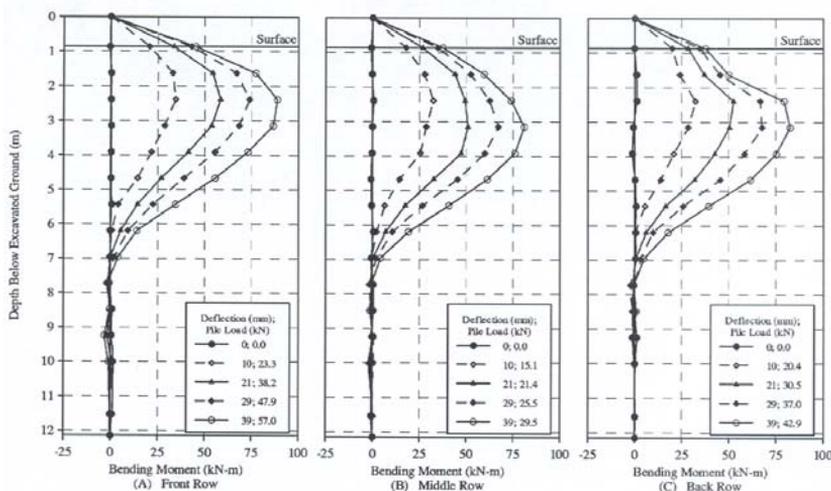


Figura 2.48. Profilo dei momenti flettenti per i pali delle tre file di un gruppo 3x3 a differenti livelli di carico (da Rollins et al., 2005a).

In figura 2.49 si riportano i valori di momento massimo attinti dai pali appartenenti alle diverse file (*Front, Middle, Back*) in rapporto ai valori di momento massimo registrati sul palo singolo per due casi di letteratura relativi a gruppi 3x3 (BROWN ET AL., 1988; ROLLINS ET AL., 2005a). Il grafico è riportato a parità di spostamenti del palo singolo e del gruppo; poiché il gruppo è più cedevole del palo singolo, per effetto dell'interazione tra pali, il carico medio sopportato dai pali del gruppo è minore. In questa rappresentazione, dunque, i pali del gruppo appaiono meno sollecitati del palo singolo.

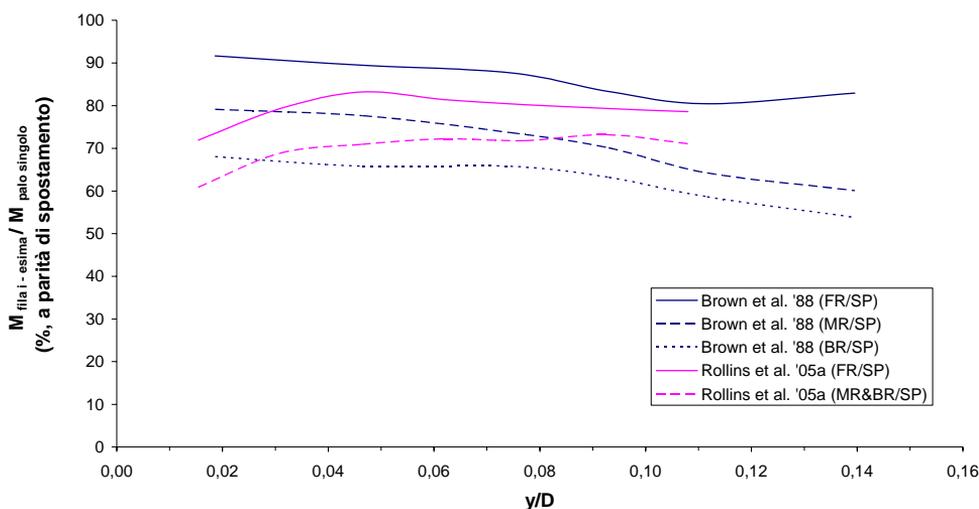


Figura 2.49. Rapporto percentuale fra il momento flettente massimo agente sui pali delle file del gruppo e quello agente sul palo singolo, a parità di spostamento.

Se, tuttavia, lo stesso grafico si realizza a parità di carico agente sui singoli pali del gruppo e sul palo singolo, si ottiene l'andamento riportato in figura 2.50. In questo caso, i momenti registrati sui pali del gruppo sono maggiori (BROWN ET AL., 1987). Questa rappresentazione, dunque, si ritiene maggiormente indicativa. Analoga valutazione si ottiene confrontando i momenti a parità di carico medio agente sul gruppo e sul palo singolo (figure 2.51 e 2.52).

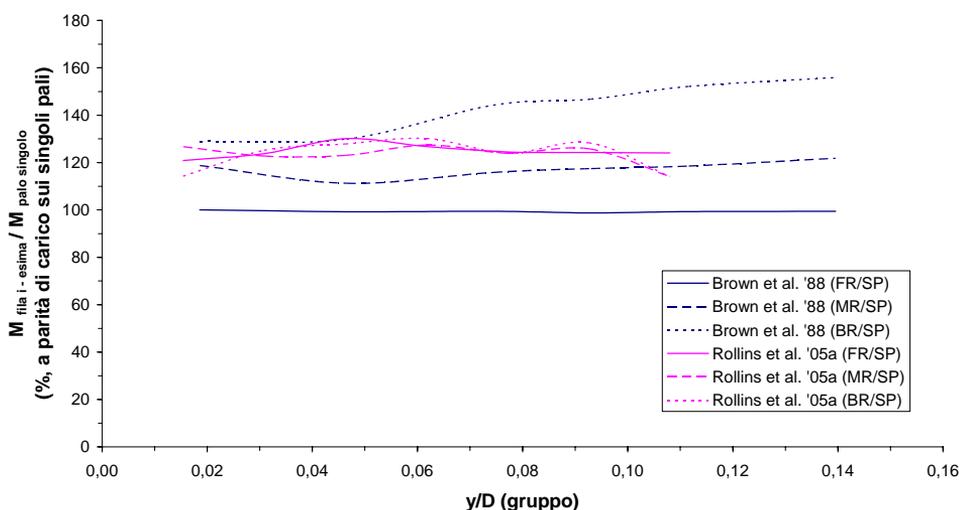


Figura 2.50. Rapporto percentuale fra il momento flettente massimo agente sui pali delle file del gruppo e quello agente sul palo singolo, a parità di carico agente.

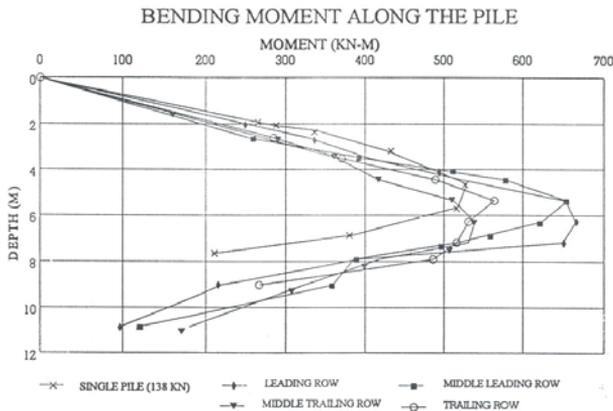


Figura 2.51. Profilo dei momenti flettenti per i pali delle file di un gruppo 4x4 e di un palo singolo, a parità di carico medio (da Ruesta & Townsend, 1997).

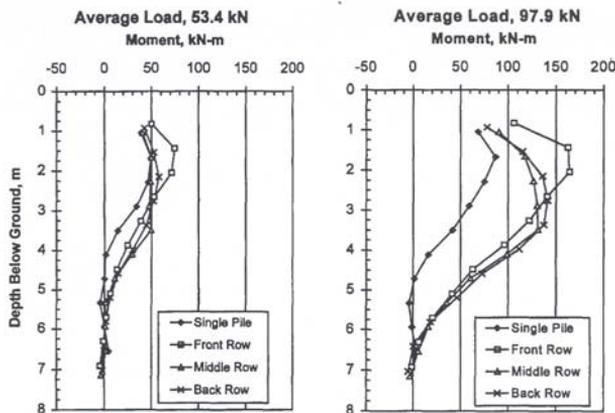


Figura 2.52. Profilo dei momenti flettenti per i pali delle file di un gruppo 3x3 e di un palo singolo, a parità di carico medio (da Rollins et al., 1998).

2.2.6 EFFETTO DELLA TECNOLOGIA DI REALIZZAZIONE DEI PALI

Nello studio del comportamento dei pali singoli sotto azioni orizzontali, si è individuato nella tecnologia di realizzazione dei pali uno dei elementi che ne influenzano la risposta (paragrafo 2.1.2). Si è tuttavia ritenuto di concludere che, in rapporto agli altri fattori, tale aspetto risulti sostanzialmente secondario.

Quando il problema riguarda il gruppo di pali, tuttavia, questa considerazione può non essere più vera. Se l'interesse relativo dei pali del gruppo è ridotto, difatti, le caratteristiche meccaniche del terreno posto in corrispondenza dell'area di realizzazione possono essere modificate in modo non trascurabile dalla realizzazione della palificata. In particolare, se la tecnologia di realizzazione prevede l'inserimento dei pali con procedure a spostamento di terreno (pali battuti;

è la casistica più diffusa nella sperimentazione), si può indurre un miglioramento, rispetto alla condizione indisturbata, delle proprietà meccaniche del terreno.

I pali che si gioverebbero di tale miglioramento sono, principalmente, quelli delle file interne al gruppo, che ricadono in un'area più condizionata dalle modifiche. I pali delle file esterne, ed in particolare quelli della fila frontale, invece, continuerebbero a *spingere* in un terreno con caratteristiche analoghe a quelle indisturbate.

Per quantificare le modifiche indotte dal processo di realizzazione tecnologica dei pali del gruppo sulle proprietà del terreno sarebbe auspicabile eseguire delle prove in sito prima e dopo la disposizione dei pali, all'interno dell'area della palificata. In alcuni casi tali informazioni sono disponibili (OCHOA & O'NEILL, 1989, in riferimento alla prova di BROWN ET AL., 1988; RUESTA & TOWNSEND, 1997; ROLLINS ET AL., 2005a). L'incremento medio della resistenza alla penetrazione della punta del campionatore, negli strati di interesse ai fini della determinazione della risposta del palo, varia fra 1.5 e 3.5.

CAPITOLO 3

I modelli che studiano il comportamento dei pali singoli e dei pali in gruppo soggetti ad azioni orizzontali sono riconducibili a tre categorie:

- modelli basati sulla schematizzazione del terreno come un mezzo alla Winkler;
- modelli basati sulla schematizzazione del terreno come un continuo elastico, risolti con metodi agli elementi di contorno (BEM, *Boundary Element Method*) o con metodi agli elementi finiti (FEM, *Finite Element Method*);
- modelli basati sulla schematizzazione del terreno come un continuo deformabile (elasto – plastico), risolti con metodi agli elementi finiti (FEM, *Finite Element Method*).

I modelli basati sulla schematizzazione alla Winkler caratterizzano il terreno come una serie di molle indipendenti tra loro; conseguentemente, le deformazioni si verificano solo nei punti in cui le forze sono non nulle. I metodi basati sul modello alla Winkler, denominati anche metodi alle curve $p - y$, sono i più diffusi ed utilizzati. Questi consentono, difatti, di caratterizzare in modo abbastanza semplice la non linearità della risposta, la variazione della rigidezza del terreno con la profondità, la stratificazione (POULOS & DAVIS, 1980). I parametri che caratterizzano la risposta del terreno (il modulo di reazione k , rappresentativo della rigidezza delle molle) sono determinati sulla base di un cospicuo numero di osservazioni sperimentali. L'impossibilità di modellare la continuità del terreno costituisce il maggiore limite di tale approccio.

La modellazione del terreno come un mezzo elastico lineare consente di rappresentare la continuità dei terreni reali. Nei terreni reali, difatti, gli spostamenti in un punto sono indotti non solo dalle forze agenti nel punto stesso, bensì dalle forze e dalle tensioni agenti nei punti circostanti. Questa potenzialità si rivela particolarmente utile nell'analisi della risposta dei gruppi, in cui è necessario tenere in conto la reciproca interazione palo – terreno – palo. Le caratteristiche di elasticità lineare del mezzo possono essere modificate al fine di modellare la non linearità della risposta del terreno. Allo stesso modo, con l'introduzione di alcune approssimazioni, è possibile ottenere soluzioni in riferimento ad un modulo di elasticità variabile con la profondità o a terreni stratificati. La maggiore difficoltà del modello consiste nella non agevole individuazione dei valori dei parametri elastici da assegnare al mezzo.

Nei paragrafi seguenti si illustrano le caratteristiche principali dei modelli afferenti alle prime due categorie. Particolare attenzione è rivolta ai modelli del continuo elastico e agli studi parametrici con essi realizzati. Il programma di calcolo messo a

punto nella presente Tesi di Dottorato, difatti, è basato su tale tipo di modellazione. Nel paragrafo 3.3.2, infine, sono brevemente citati alcuni studi di letteratura, ritenuti particolarmente significativi, nei quali le modellazioni adottate per il terreno afferiscono alla terza categoria.

3.1 MODELLI ALLA WINKLER

I modelli *alla Winkler* prevedono che il terreno sia schematizzato mediante una serie di molle, reciprocamente indipendenti. In base a tale approccio, si è soliti suddividere il palo in n conci e assumere che su ciascuno di essi, in corrispondenza di una determinata quota z , agisca una reazione P [F] (figura 3.1). Tale reazione rappresenta la resistenza che il terreno offre agli avanzamenti del palo in direzione orizzontale. Nel paragrafo 2.1 sono state esposte alcune considerazioni sulle caratteristiche della reazione P o meglio, come si è soliti indicare, sulla reazione per unità di lunghezza p [F/L].

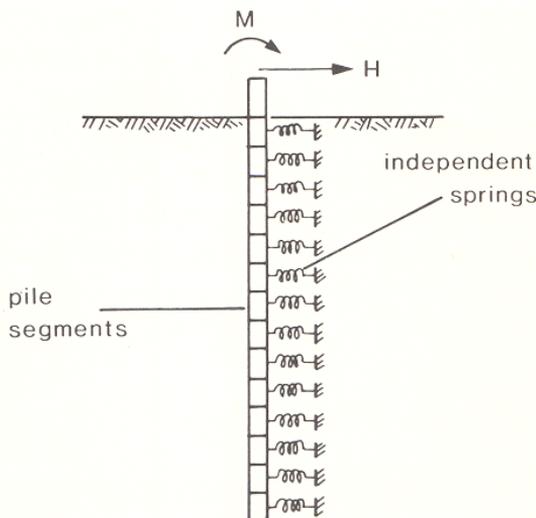


Figura 3.1. Modellazione del terreno alla Winkler (da Fleming et al., 1985)

Il parametro fondamentale che caratterizza questo tipo di modellazione è il *modulo di reazione* k della molla. Il parametro k definisce il rapporto fra la resistenza per unità di lunghezza p del terreno e lo spostamento y del palo in quel punto:

$$p = k \cdot y \quad \text{con} \quad [k] = \left[\frac{F}{L^2} \right] \quad (3.1)$$

I modelli basati sulla rappresentazione del terreno alla Winkler vengono anche definiti, per tale motivo, *modelli alle curve p – y*. Il valore del modulo di reazione k dipende sia dalla quota z di riferimento sia dall'entità dello spostamento y . Nel paragrafo 2.1.2 era riportato un andamento tipico di una curva $p – y$ (figura 2.4) e l'andamento del corrispondente parametro k (in tale sede si era fatto ricorso al simbolo E_{py}). Nella figura 2.5 erano invece state riportate alcune curve $p – y$ desunte da prove sperimentali.

In riferimento al sistema palo – terreno schematizzato in figura 3.1, identificato con Δ_i lo spessore dell' i – esimo concio di palo, la forza per unità di lunghezza p_i agente su tale concio è definita come $p_i = P_i/\Delta_i$. In corrispondenza di ciascun concio, dunque, la molla è caratterizzata da un modulo di reazione:

$$k_i = \frac{p_i}{y_i} \quad \text{con} \quad [k_i] = \left[\frac{F}{L^2} \right] \quad (3.2)$$

In alcune circostanze la risultante delle azioni del terreno viene espressa, oltre che in relazione allo spessore del concio, in relazione alla dimensione del palo in direzione ortogonale a quella di avanzamento (nel caso del palo cilindrico, in funzione del diametro D). La risultante delle reazioni del terreno \hat{p}_i ha dunque le dimensioni di una forza per unità di lunghezza al quadrato $[F/L^2]$; in tal caso, al rapporto K_i tra le reazioni del terreno \hat{p}_i e gli spostamenti dei conci del palo y_i si dà il nome di *coefficiente di reazione orizzontale*, e si definisce:

$$K_i = \frac{\hat{p}_i}{y_i} \quad \text{con} \quad [K_i] = \left[\frac{F}{L^3} \right] \quad (3.3)$$

Evidentemente, le relazioni che intercorrono tra k_i e K_i e fra p_i e \hat{p}_i sono semplicemente:

$$\begin{aligned} k_i &= K_i \cdot D \\ p_i &= \hat{p}_i \cdot D \end{aligned} \quad (3.4)$$

3.1.1 DETERMINAZIONE DELLE CURVE $p – y$

L'onere principale di un modello in cui il terreno è rappresentato mediante una serie di molle consiste nella determinazione del valore del modulo di reazione k , variabile in funzione della quota z di riferimento ed in funzione dello spostamento

y . Poiché k è funzione dello spostamento y , si è soliti rappresentare l'andamento del modulo di reazione tramite la raffigurazione della relativa curva $p - y$.

Le fonti attraverso le quali diversi autori sono giunti alla individuazione degli andamenti di k per i diversi tipi di terreno sono i risultati di prove sperimentali condotte su pali reali. La determinazione della curva $p - y$ relativa ad una determinata prova in uno specifico terreno può avvenire in due modi:

- in maniera diretta, misurando le pressioni del terreno;
- in maniera indiretta, attraverso la misura dei momenti flettenti agenti lungo il palo.

Nel primo caso, si misura la pressione che il terreno esercita sul palo in alcuni punti posti lungo la superficie laterale dello stesso, con celle di pressione; allo stesso tempo si misurano gli spostamenti y del fusto alle varie quote. In tal modo, durante la realizzazione della prova, si ottiene direttamente la curva $p - y$, alle diverse quote di riferimento. La significatività dei risultati ottenuti con questa metodologia di indagine è, solitamente, ridotta, poiché gli errori di misura connessi a questo tipo di approccio sono, a tutto oggi, significativi (REESE & VAN IMPE, 2001).

Nel secondo caso, la determinazione delle curve $p - y$ si ottiene mediante la misurazione, in alcuni punti, dei momenti flettenti agenti lungo il fusto del palo. Tale misura è solitamente ottenuta, a sua volta, tramite l'utilizzo di trasduttori di deformazione opportunamente disposti all'interno del palo o lungo la sua superficie laterale. I valori puntuali di momento flettente misurati possono essere interpolati da funzioni analitiche che forniscono l'andamento del momento con continuità lungo il fusto. Si può quindi ottenere la deformata del palo mediante una duplice integrazione della curva del momento, e la resistenza del terreno mediante una duplice differenziazione. In alcuni casi (MATLOCK, 1970), la misurazione dei momenti flettenti lungo il fusto è stata realizzata con tale accuratezza che la differenziazione si è resa eseguibile numericamente, secondo le indicazioni di MATLOCK & RIPPERGER (1958). Seguendo queste procedure, è possibile disporre di un'intera famiglia di curve $p - y$, relative alle diverse quote di riferimento.

REESE & COX (1968) hanno suggerito un metodo per la determinazione delle curve $p - y$ anche per quelle prove nelle quali non si dispone della misura dei momenti flettenti, ma solo di misure eseguite alla testa del palo (spostamenti e rotazioni). Gli autori determinano curve adimensionali in cui il modulo k varia, con la profondità, in funzione di due parametri; i due parametri dipendono dall'entità del carico agente e dai corrispondenti valori di spostamento e rotazione misurati in testa. La significatività di tali curve adimensionali è tanto maggiore quanto maggiore in numero di prove di cui si dispone.

E' rilevante sottolineare come, in ogni caso, il modulo di reazione k costituisca un parametro del modello di terreno alla Winkler e non rappresenti una proprietà intrinseca del terreno.

3.1.2 ANDAMENTI DELLE CURVE $p - y$

I metodi alle curve $p - y$ sono i metodi *storicamente* di più antico utilizzo nell'analisi della risposta dei pali soggetti ad azioni orizzontali; nonostante alcune controindicazioni, rimangono a tutto oggi i più utilizzati. Come rilevato in precedenza, i metodi basati sulla modellazione del terreno alla Winkler consentono agevolmente sia di trattare la variabilità delle proprietà meccaniche del terreno con la profondità, sia di trattare la presenza di terreni stratificati. La definizione di curve $p - y$ non lineari consente, inoltre, di riprodurre la risposta non lineare del palo al crescere delle forze esterne agenti.

Numerosi studi di letteratura sono dedicati alla definizione dei valori del modulo di reazione k o alla definizione delle curve $p - y$ da utilizzare per i diversi tipi di terreno. Inizialmente, gli autori si sono rivolti alla definizione del valore del modulo k e della sua variabilità con la profondità, ritenendolo tuttavia indipendente dallo spostamento y (TERZAGHI, 1955; REESE & MATLOCK, 1956).

TERZAGHI (1955) identifica una differente dipendenza del modulo di reazione k dalla profondità a seconda del tipo di terreno, ritenendo che k sia costante al variare di z per le argille dure (sovracconsolidate), e variabile linearmente con z per argille molli (normalconsolidate) e per le sabbie. Il modulo k per TERZAGHI (1955), come accennato, è costante al variare di y . Valori indicativi di k per TERZAGHI (1955) sono contenuti nella tabella 3.1 in riferimento alle argille dure e nella tabella 3.2 per sabbie. Secondo tali ipotesi, le curve $p - y$ lungo il fusto del palo si riconducono ad un'unica spezzata passante per l'origine nel caso delle argille sovracconsolidate, ad un fascio di spezzate passanti per l'origine, con inclinazione crescente al crescere della profondità z , per argille tenere e sabbie normalconsolidate. La reazione del terreno risulta limitata superiormente da un valore limite p_{ult} .

Consistency of clay	Stiff	Very Stiff	Hard
q_{us} , kPa	100-200	200-400	> 400
α_T , MPa	3.2-6.4	6.4-12.8	12.8 up

Tabella 3.1. Valori consigliati per il modulo di reazione k (indicato con α_T) in argille dure (da Terzaghi, 1955).

Relative density of sand	Loose	Medium	Dense
Dry or moist, k_{py} , MN/m ³	0.95-2.8	3.5-10.9	13.8-27.7
Submerged sand, k_{py} , MN/m ³	0.57-1.7	2.2-7.3	8.7-17.9

Tabella 3.2. Valori consigliati per il gradiente del modulo di reazione k con la profondità in sabbie (da Terzaghi, 1955).

Successivamente, la modellazione si è arricchita dell'ipotesi che il rapporto tra p ed y potesse non essere costante al variare degli spostamenti (McCLELLAND & FOCHT, 1958). Ne consegue l'introduzione di curve $p - y$ non più lineari. Il modulo di reazione diviene una funzione dello stato tensionale del terreno, dello spostamento e del diametro del palo, cessando di rappresentare un parametro meccanico intrinseco al terreno stesso. Numerosi autori si sono cimentati con la definizione di suddette curve, al variare del tipo e delle caratteristiche del terreno di riferimento. Tra gli altri, si citano i lavori di STEVENS & AUDIBERT (1979), SULLIVAN ET AL. (1980), O'NEILL & GAZIOGLU (1984), O'NEILL & DUNNAVANT (1984) per le argille, BRUSHNAN ET AL. (1981) e O'NEILL & MURCHINSON (1983) per le sabbie.

Di seguito si riportano le curve $p - y$ che REESE & VAN IMPE (2001), nella propria monografia, suggeriscono di adottare in un'analisi della risposta di un palo (o di un gruppo) caricato da azioni orizzontali. Le curve, differenziate a seconda del tipo di terreno presente in sito, costituiscono il compendio dei lavori pubblicati sull'argomento da MATLOCK (1970), WELCH & REESE (1972), REESE ET AL. (1974) e REESE ET AL. (1975). Le curve si riconducono a quattro differenti categorie di terreno, e sono state determinate sulla base di numerose prove di carico eseguite sia dagli autori citati, sia da autori diversi, nel corso degli anni. Le quattro tipologie di terreno identificate sono:

- argille tenere sotto falda;
- argille dure sotto falda;
- argille dure sopra falda;
- sabbie.

ARGILLE TENERE SOTTO FALDA

Per questa tipologia di terreni, si consiglia una curva il cui andamento, dovuto a MATLOCK (1970) è riportato in figura 3.2. Si tratta di argille tenere (normalconsolidate o molto debolmente sovraconsolidate) per le quali la falda si trova a piano campagna o è mantenuta al di sopra di esso.

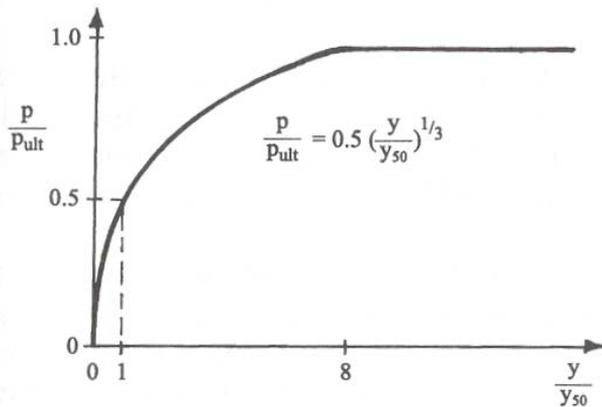


Figura 3.2. Andamento caratteristico di una curva $p - y$ in argille tenere sotto falda (da Matlock, 1970).

Per definire la curva, alle diverse quote di riferimento z , è necessario conoscere, al variare della profondità, l'andamento della coesione non drenata c_u e del peso dell'unità di volume immerso γ' . E' inoltre necessario determinare il valore dell' ε_{50} , la deformazione, determinata durante una prova di compressione triassiale, corrispondente al 50% della resistenza del campione di terreno. Se il valore di tale parametro non è disponibile in maniera diretta, sono reperibili in letteratura dei valori raccomandati per diversi tipi di terreno (SKEMPTON, 1951; MATLOCK, 1970; REESE ET AL., 1975). Noto il valore di ε_{50} , si determina lo spostamento corrispondente y_{50} mediante la relazione (D : diametro del palo):

$$y_{50} = 2,5 \cdot \varepsilon_{50} \cdot D \quad (3.5)$$

Va altresì determinato il valore di reazione per unità di lunghezza ultima p_{ult} , che costituisce l'asintoto orizzontale della curva. p_{ult} si ottiene utilizzando il più piccolo dei valori derivanti dalle due seguenti relazioni:

$$p_{ult} = \left(3 + \frac{\gamma'}{c_u} z + \frac{J}{D} z \right) c_u D \quad (3.6)$$

$$p_{ult} = 9 c_u D$$

dove γ' è la media del valore del peso dell'unità di volume immerso dal piano campagna alla quota della curva $p - y$ considerata, c_u il valore della coesione non drenata alla quota considerata e J un parametro sperimentale adimensionale, variabile fra 0,25 (argille medie) e 0,5 (argille tenere) (MATLOCK, 1970). La curva $p - y$ è quindi descritta dalla relazione:

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0,5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{0,33} \quad (3.7)$$

valida fino ad uno spostamento $y = 8 y_{50}$. Superato tale spostamento, la reazione del terreno si mantiene costante, ed è pari a p_{ult} . Un esempio di andamenti di curve $p - y$ ottenute, a diverse quote, per questi tipi di terreno è riportato in figura 3.3.

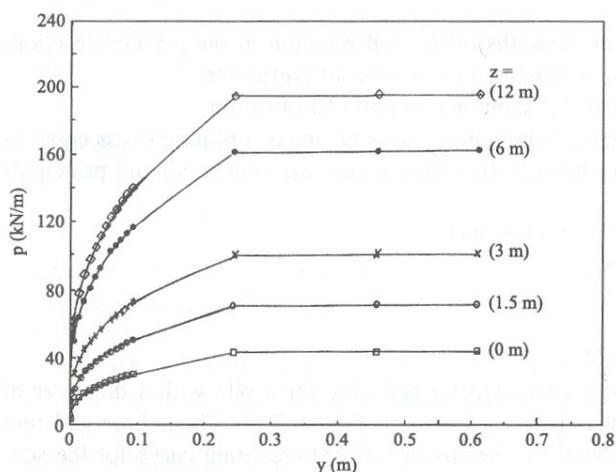


Figura 3.3. Esempi di curve $p - y$ in argille tenere sotto falda.

ARGILLE DURE SOTTO FALDA

I terreni considerati sono costituiti da argille sovraconsolidate poste al di sotto del livello della falda. L'andamento tipico delle curve $p - y$ suggerito dagli autori è riportato in figura 3.4. Tale andamento è stato derivato in base alle prove eseguite su pali in vera grandezza da REESE ET AL. (1975).

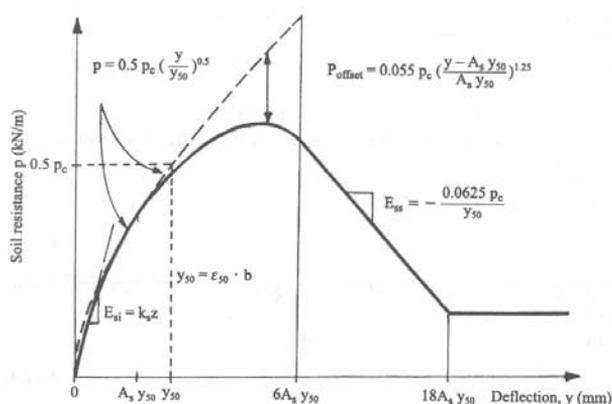


Figura 3.4. Andamento caratteristico di una curva $p - y$ in argille dure sotto falda (da Reese et al., 1975).

I parametri di cui è necessario disporre circa le caratteristiche di palo e terreno (c_u , γ' , D , ε_{50}) sono già stati definiti in riferimento al caso di argille tenere in presenza di acqua. Noto ε_{50} , è possibile determinare il corrispondente spostamento y_{50} :

$$y_{50} = \varepsilon_{50} \cdot D \quad (3.8)$$

La figura 3.5 consente, invece, di identificare il valore del parametro adimensionale A_s , in funzione della profondità di riferimento. A_s varia fra 0,2 e 0,6.

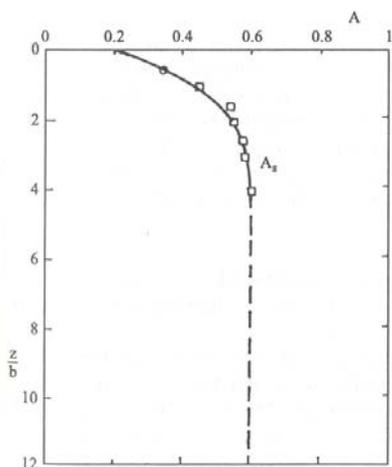


Figura 3.5. Andamento di A_s con la profondità.

Il valore ultimo di reazione per unità di lunghezza p_{ult} , al variare della quota z , è identificato come il valore minimo ottenibile mediante l'utilizzo delle due seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} p_{ult} &= 2\overline{c_u} D + \gamma' D z + 2,83\overline{c_u} z \\ p_{ult} &= 11c_u D \end{aligned} \quad (3.9)$$

dove $\overline{c_u}$ rappresenta la media del valore assunto dalla coesione non drenata c_u tra il piano campagna e la quota di riferimento z .

La porzione ascendente della curva riportata in figura 3.4 è costituita da tre tratti: rettilineo il primo, parabolici gli altri due. Il primo tratto, rettilineo, è definito da:

$$p = (k_{pys} \cdot z) \cdot y \quad (3.10)$$

con i valori di k_{pys} definiti mediante la tabella 3.3.

	Average undrained shear strength kPa		
$k_{pys}(\text{static}) \text{ MN/m}^3$	50-100 135	100-200 270	300-400 540

Tabella 3.3. Valori consigliati per il parametro k_{pys} (da Reese & Van Impe, 2001).

Tale tratto prosegue finché la retta non interseca la parabola definita da:

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0,5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{0,5} \quad (3.11)$$

Il secondo tratto, a sua volta, definisce l'andamento della curva fino a spostamenti pari a $A_s \cdot y_{50}$. Successivamente, il nuovo tratto parabolico è regolato dalla relazione:

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0,5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{0,5} - 0,055 \left(\frac{y - A_s \cdot y_{50}}{A_s \cdot y_{50}} \right)^{1,25} \quad (3.12)$$

Tale relazione definisce l'andamento della curva per spostamenti compresi fra $A_s \cdot y_{50}$ e $6 \cdot A_s \cdot y_{50}$. Come si evince dalla figura, in corrispondenza di tale tratto la curva $p - y$ raggiunge il proprio valore massimo e inizia successivamente a decrescere. Il tratto della curva compreso fra $6 \cdot A_s \cdot y_{50}$ e $18 \cdot A_s \cdot y_{50}$, decrescente, è nuovamente rettilineo, e definito da:

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0,5 \cdot (6 \cdot A_s)^{0,5} - 0,411 - \frac{0,0625}{y_{50}} (y - 6 \cdot A_s \cdot y_{50}) \quad (3.13)$$

Per spostamenti superiori a $18 \cdot A_s \cdot y_{50}$, si raggiunge un valore asintotico, pari a:

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0,5 \cdot (6 \cdot A_s)^{0,5} - 0,411 - 0,75 \cdot A_s \quad (3.14)$$

Un esempio di curve $p - y$ ottenute seguendo la costruzione appena indicata è riportato in figura 3.6.

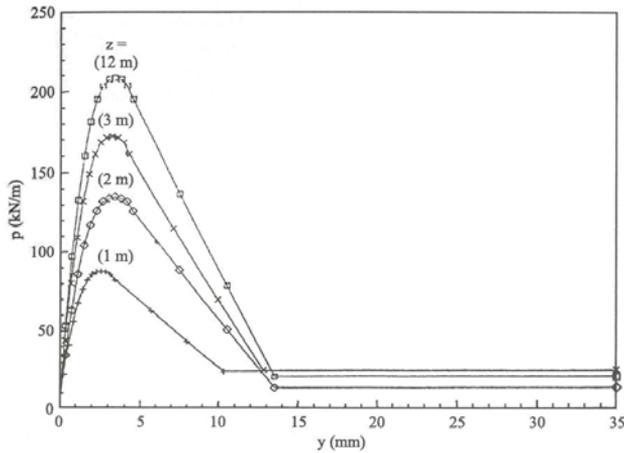


Figura 3.6. Esempi di curve $p - y$ in argille dure sotto falda.

ARGILLE DURE SOPRA FALDA

I terreni cui si fa riferimento in questo caso sono argille dure (sovracconsolidate) per le quali la falda si rinviene ad una certa profondità rispetto al piano campagna. L'andamento tipico delle curve $p - y$ consigliato per tali materiali è riportato in figura 3.7, ed è stato ottenuto in base alle prove realizzate da WELCH & REESE (1972).

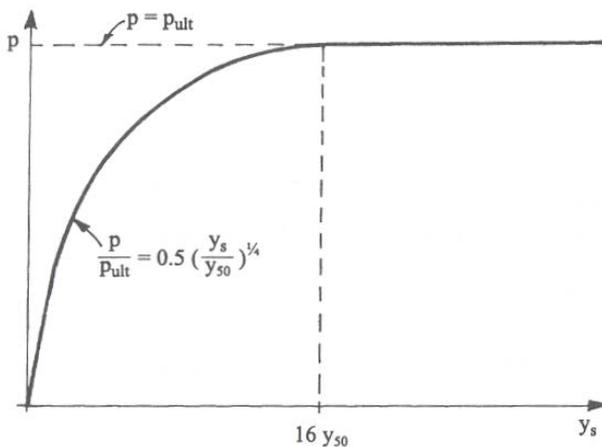


Figura 3.7. Andamento caratteristico di una curva $p - y$ in argille dure sopra falda (da Welch & Reese, 1972).

Ancora una volta, i parametri necessari a caratterizzare il terreno sono l'andamento della coesione non drenata c_u con la profondità, l'andamento del peso dell'unità di

volume γ (al di sopra e al di sotto della falda) con la profondità, il valore della deformazione ε_{50} del provino durante una prova di compressione triassiale, in corrispondenza del 50% del carico di rottura. D , infine, definisce il diametro del palo. Analogamente al caso di argille tenere sotto falda, si valutano i valori di y_{50} (equazione 3.5) e di pressione ultima del terreno (equazioni 3.6). Si tenga conto, tuttavia, che nella prima delle equazioni 3.6 il valore di c_u da utilizzare è quello medio tra il valore assunto a piano campagna e quello assunto alla quota considerata. Il parametro J si pone pari a 0,5.

La curva, fino ad uno spostamento pari a $y = 16 \cdot y_{50}$, è fornita dalla relazione:

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0,5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{0,25} \quad (3.15)$$

Al di là di uno spostamento $y = 16 \cdot y_{50}$, la curva raggiunge il suo valore asintotico definito da p_{ult} .

SABBIE (AL DI SOPRA ED AL DI SOTTO DELLA LINEA DI FALDA)

L'andamento tipico delle curve $p - y$ per le sabbie è riportato in figura 3.8. Tale andamento è stato derivato in base alle prove eseguite su pali in vera grandezza da REESE ET AL. (1974). I parametri necessari alla determinazione delle curve sono il valore dell'angolo d'attrito ϕ , il peso dell'unità di volume γ (immerso o totale, a seconda che ci si trovi al di sotto o al di sopra della falda). D è il diametro del palo.

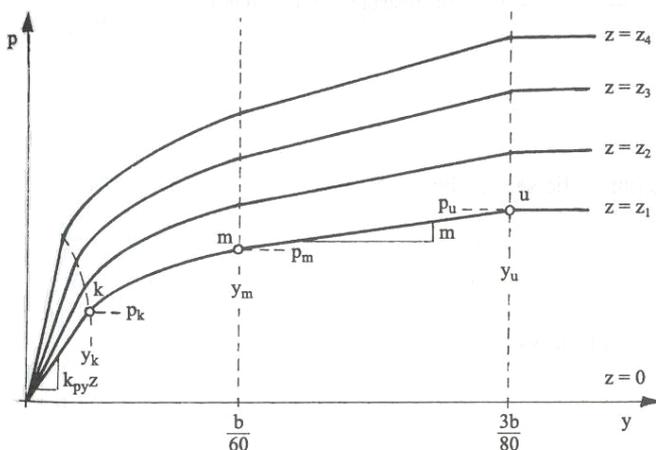


Figura 3.8. Andamento caratteristico di una curva $p - y$ in sabbie (da Reese et al., 1974).

Il valore massimo di reazione per unità di lunghezza p_{max} è ottenibile mediante le seguenti due relazioni (derivanti da un'analisi con meccanismo di rottura a cuneo):

$$p_{max} = \gamma z \left[\frac{K_0 z \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (D + z \tan \beta \tan \alpha) + \right. \\ \left. + K_0 z \tan \beta \cdot (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a D \right] \quad (3.16)$$

$$p_{max} = K_a D \gamma z (\tan^8 \beta - 1) + K_0 D \gamma z \tan \phi \tan^4 \beta$$

Nelle equazioni 3.16 si è posto:

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

Le due equazioni si intersecano ad una determinata quota z_t . Al di sopra di tale quota l'equazione di riferimento è la prima delle 3.16, al di sotto, la seconda. Il valore di pressione ultima p_{ult} è fornito da:

$$p_{ult} = \bar{A}_s p_{max} \quad (3.17)$$

in cui p_{max} è definito dalle equazioni 3.16 a seconda della quota di riferimento, e A_s è desumibile dal grafico riportato in figura 3.9.

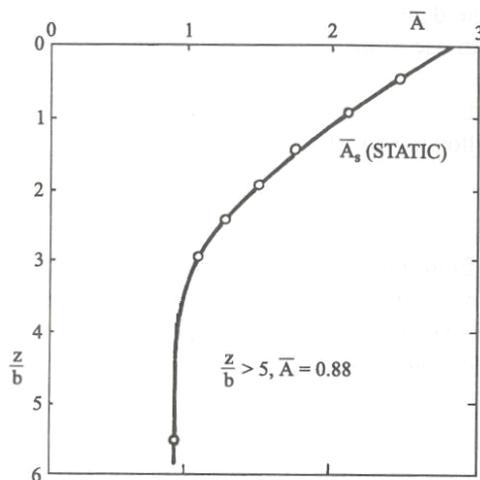


Figura 3.9. Andamento di A_s con la profondità.

Il valore di p_{ult} si attinge a partire da uno spostamento y_{ult} pari a:

$$y_{ult} = \frac{3 \cdot D}{80} \quad (3.18)$$

In corrispondenza di uno spostamento intermedio y_m pari a:

$$y_m = \frac{D}{60} \quad (3.19)$$

si raggiunge un valore di resistenza p_m del terreno pari a:

$$p_m = B_s p_{\max} \quad (3.20)$$

p_{\max} è definito, a seconda della quota di riferimento, dalle equazioni 3.16; l'andamento di B_s con la profondità è riportato in figura 3.10. L'andamento della curva $p - y$ per valori di spostamento compresi fra y_m ed y_{ult} è lineare.

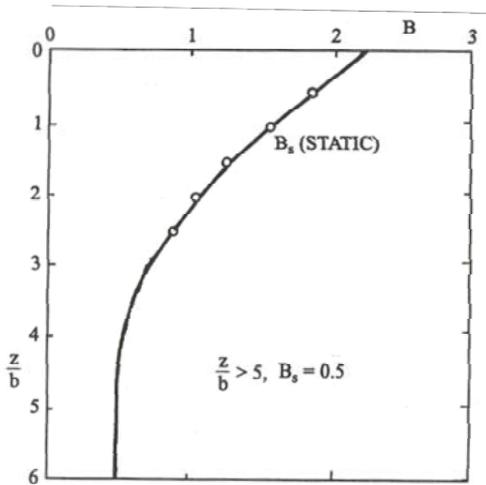


Figura 3.10. Andamento di B_s con la profondità.

Il tratto iniziale della curva $p - y$ è anch'esso lineare, e definito dalla relazione:

$$p = (k_{py} \cdot z) \cdot y \quad (3.21)$$

I valori di k_{py} sono riportati, per il caso di sabbie sommerse o asciutte, rispettivamente, nelle tabelle 3.4 e 3.5.

Il tratto iniziale, rettilineo, è connesso al secondo tratto rettilineo, che ha origine a partire da spostamenti pari ad y_m , mediante una curva definita da:

$$p = C y^{1/n} \quad (3.22)$$

Relative density	Loose	Medium	Dense
Recommended k_{py} (MN/m ³)	5.4	16.3	34

Tabella 3.4. Valori consigliati per il parametro k_{py} per sabbie sotto falda
(da Reese & Van Impe, 2001).

Relative Density	Loose	Medium	Dense
Recommended k_{py} (MN/m ³)	6.8	24.4	61

Tabella 3.5. Valori consigliati per il parametro k_{py} per sabbie al di sopra del livello della falda
(da Reese & Van Impe, 2001).

in cui:

$$m = \frac{P_{ult} - P_m}{y_{ult} - y_m}$$

$$n = \frac{P_m}{m \cdot y_m} \tag{3.23}$$

$$C = \frac{P_m}{y_m^{1/n}}$$

Un esempio di curve $p - y$ ottenute secondo questa procedura, a diverse quote z , è riportato in figura 3.11.

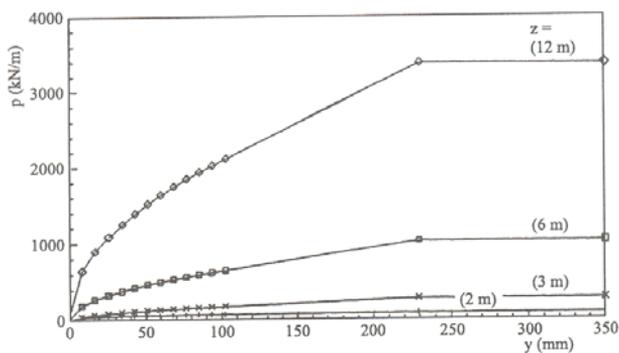


Figura 3.11. Esempi di curve $p - y$ in sabbie sotto falda.

Come si evince da quanto riportato nel presente paragrafo e nel precedente, le curve $p - y$ si determinano a partire dai risultati sperimentali ottenuti conducendo prove di carico orizzontale su pali in vera grandezza. Il complesso delle prove costituisce la banca dati mediante la quale giungere alla identificazione delle famiglie di curve, valide per le differenti tipologie di terreno. Come in tutti i metodi per i quali la calibrazione dei parametri è affidata ad una collezione di dati sperimentali, e non è deducibile da peculiari proprietà del terreno, si possono verificare delle incongruenze quando l'analisi viene estesa a terreni con caratteristiche diverse da quelli *contenuti* nella banca dati. Inoltre, le curve $p - y$ definite nel precedente paragrafo, relative a carichi statici, non tengono conto dell'influenza che su esse può esercitare il tipo di vincolo presente in testa al palo, la procedura tecnologica di realizzazione del palo, la sua geometria e le sue caratteristiche meccaniche.

Questo aspetto costituisce uno dei maggiori limiti del modello alle curve $p - y$; per sua natura è un modello essenzialmente semi - empirico.

3.1.3 MODELLAZIONE DEI GRUPPI DI PALI

Nella modellazione del terreno secondo una schematizzazione alla Winkler, le singole molle esercitano delle reazioni, sul palo, in maniera tra loro indipendente. La risposta di ciascuna di esse è condizionata dalla sola forza agente in corrispondenza della molla medesima. Questo aspetto del modello non consente di rappresentare il terreno come un mezzo continuo, per il quale la risposta alle sollecitazioni in un determinato punto (in termini di tensioni, spostamenti) è condizionato anche dallo stato tensionale e dalle forze agenti nelle aree circostanti. L'incapacità del modello di Winkler di rappresentare la continuità del terreno diviene un grave limite quando l'analisi, a partire dallo studio del comportamento del palo singolo, si estende a quella del gruppo di pali. La risposta del gruppo di pali alle sollecitazioni orizzontali, difatti, è fortemente condizionata dalle interazioni reciproche tra i pali del gruppo. Tali interazioni condizionano la risposta differenziando il comportamento dei singoli pali del gruppo sia in ragione della loro fila di appartenenza (effetto ombra, paragrafo 2.2.3) sia in ragione della loro posizione all'interno di una stessa fila (effetto di bordo, paragrafo 2.2.4). Tali fenomeni non sono modellabili mediante una schematizzazione alla Winkler del terreno. Diviene necessario introdurre delle varianti, nuovamente di natura empirica, affinché sia possibile estendere al gruppo di pali l'utilizzabilità delle curve $p - y$.

Una possibile soluzione al problema dello studio del gruppo di pali è stata introdotta da FOCHT & KOCH (1973), i quali hanno proposto un modello che combinasse l'approccio alle curve $p - y$, utilizzate per descrivere il comportamento del palo singolo, con il modello di continuo elastico lineare di POULOS (1971b,

paragrafo 3.2.3), utilizzato per descrivere gli effetti di interazione tra pali. Un modello simile è stato successivamente proposto da LEUNG & CHOW (1987). L'interazione tra pali valutata con la teoria dell'elasticità non consente tuttavia di modellare l'effetto ombra, e dunque la differente distribuzione dei carichi tra i pali in ragione della loro fila di appartenenza, né di valutare la riduzione di resistenza offerta dal terreno in corrispondenza delle file successive alla prima (rottura a blocco, paragrafo 2.1.4). Il metodo di FOCHT & KOCH (1973) prevede, per tale ragione, l'introduzione di un fattore moltiplicativo, minore di uno, che riduca il valore di reazione p del terreno in corrispondenza dei pali del gruppo.

BROWN & REESE (1985), studiando il comportamento di gruppi di pali disposti secondo configurazioni 3×3 , sono giunti alla conclusione che l'affidabilità di un modello ibrido è ridotta. La modellazione della risposta offerta da un gruppo di pali alle sollecitazioni orizzontali con le curve $p - y$ deve essere realizzata necessariamente, secondo gli autori, introducendo delle modifiche alla forma delle curve ottenute per lo studio del palo singolo. Tali modifiche, tuttavia, non possono essere dedotte da una valutazione dell'interazione tra i pali ottenuta con un'analisi elastica.

La curva $p - y$ definita per un palo singolo può essere modificata ricorrendo ad una coppia di coefficienti moltiplicativi, a_1 ed a_2 , i quali correggono opportunamente i valori, rispettivamente, di p e di y della curva (figura 3.12). Il criterio mediante il quale determinare i coefficienti a_1 ed a_2 è totalmente empirico.

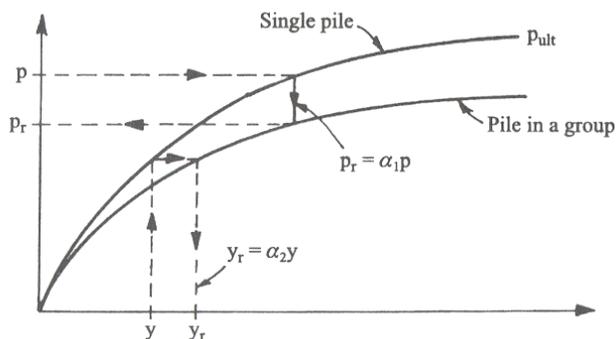


Figura 3.12. Modifica della curva $p - y$ mediante una coppia di coefficienti moltiplicativi a_1 e a_2 (da Brown & Reese, 1985).

Il metodo di analisi del gruppo di pali proposto da BROWN & REESE (1985), che prevede la definizione dei *fattori moltiplicativi delle curve $p - y$* , è stato estensivamente applicato ai casi di prove condotte su gruppi di pali, a partire da BROWN ET AL. (1988). Rispetto all'idea originaria di ricorrere ad una coppia di coefficienti, si è preferito utilizzare un solo coefficiente f , responsabile dello *schacciamento* del valore di p nella curva $p - y$ (figura 3.13).

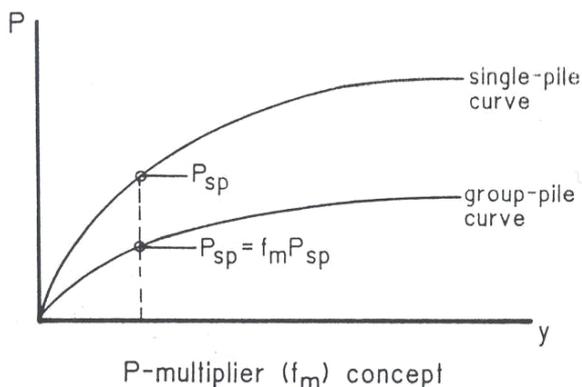


Figura 3.13. Modifica della curva $p - y$ mediante il coefficiente moltiplicativo f_m (da Brown et al., 1988).

Le prove su pali in vera grandezza realizzate negli ultimi anni hanno come fine principale quello di raccogliere un numero di dati sufficiente a determinare il valore da assegnare al coefficiente f . I valori di tale coefficiente, sempre minori di uno, vengono assegnati a ciascun palo in ragione della posizione occupata all'interno del gruppo. Tale coefficiente moltiplicativo tiene conto degli effetti di interazione con gli altri pali del gruppo nel suo complesso: interazioni tra pali posti lungo la retta di applicazione del carico, interazione tra pali disposti in direzione ortogonale alla retta di applicazione del carico, interazione tra pali disposti con un angolo β tra loro (figura 3.14).

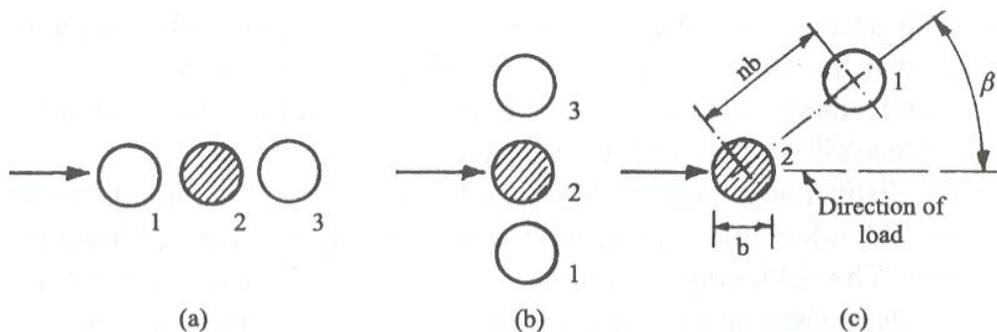


Figura 3.14. Effetti di interazione tra pali in linea (a), affiancati (b) o disposti con un'angolazione β tra loro (c) (da Reese & Van Impe, 2001).

Nella tabella 3.6 si riportano i valori dei coefficienti *moltiplicativi delle curve* $p - y$ determinati in relazione ad alcune prove di carico orizzontale reperibili in letteratura.

autori	anno	scala	gruppo	interasse	terreno	1° fila	2° fila	3° fila	4° fila	5° fila	6° fila	7° fila
Brown et al.	1987	reale	3 x 3	3 D	argilla dura	0,70	0,50	0,40	-	-	-	-
Brown et al.	1988	reale	3 x 3	3 D	sabbia compattata	0,80	0,40	0,30	-	-	-	-
Kotthaus & Jessberger	1994	centrifuga	1 x 3	3 D	sabbia fine	0,75	0,42	0,45	-	-	-	-
Kotthaus & Jessberger	1995	centrifuga	1 x 3	4 D	sabbia fine	0,95	0,60	0,65	-	-	-	-
McVay et al.	1995	centrifuga	3 x 3	3 D	sabbia med. densa	0,80	0,45	0,30	-	-	-	-
McVay et al.	1995	centrifuga	3 x 3	5 D	sabbia med. densa	1,00	0,85	0,70	-	-	-	-
McVay et al.	1995	centrifuga	3 x 3	3 D	sabbia med. sciolta	0,65	0,45	0,35	-	-	-	-
McVay et al.	1995	centrifuga	3 x 3	5 D	sabbia med. sciolta	1,00	0,85	0,70	-	-	-	-
Ruesta & Townsend	1997	reale	4 x 4	3 D	sabbia sciolta	0,80	0,70	0,30	0,30	-	-	-
Rollins et al.	1998	reale	3 x 3	3 D	limo e argilla	0,60	0,38	0,43	-	-	-	-
Remaud et al.	1998	centrifuga	1 x 2	2D	sabbia	1,00	0,52	-	-	-	-	-
Remaud et al.	1998	centrifuga	1 x 2	4D	sabbia	1,00	0,82	-	-	-	-	-
Remaud et al.	1998	centrifuga	1 x 2	6D	sabbia	1,00	0,93	-	-	-	-	-
McVay et al.	1998	centrifuga	3 x 3	3 D	sabbia med. densa	0,80	0,40	0,30	-	-	-	-
McVay et al.	1998	centrifuga	3 x 4	3 D	sabbia med. densa	0,80	0,40	0,30	0,30	-	-	-
McVay et al.	1998	centrifuga	3 x 5	3 D	sabbia med. densa	0,80	0,40	0,30	0,20	0,30	-	-
McVay et al.	1998	centrifuga	3 x 6	3 D	sabbia med. densa	0,80	0,40	0,30	0,20	0,20	0,30	-
McVay et al.	1998	centrifuga	3 x 7	3 D	sabbia med. densa	0,80	0,40	0,30	0,20	0,20	0,20	0,30
McVay et al.	1998	centrifuga	3 x 3	3 D	sabbia med. sciolta	0,80	0,40	0,30	-	-	-	-
McVay et al.	1998	centrifuga	3 x 4	3 D	sabbia med. sciolta	0,80	0,40	0,30	0,30	-	-	-
McVay et al.	1998	centrifuga	3 x 5	3 D	sabbia med. sciolta	0,80	0,40	0,30	0,20	0,30	-	-
McVay et al.	1998	centrifuga	3 x 6	3 D	sabbia med. sciolta	0,80	0,40	0,30	0,20	0,20	0,30	-
McVay et al.	1998	centrifuga	3 x 7	3 D	sabbia med. sciolta	0,80	0,40	0,30	0,20	0,20	0,20	0,30
Huang et al.	2001	reale	2 x 3	3 D	sabbia limosa	0,93	0,70	0,74	-	-	-	-
Huang et al.	2001	reale	3 x 4	3 D	sabbia limosa	0,89	0,61	0,61	0,66	-	-	-
Ilyas et al.	2004	centrifuga	2 x 1	3 D	argilla tenera NC	0,80	0,63	-	-	-	-	-
Ilyas et al.	2004	centrifuga	2 x 2	3 D	argilla tenera NC	0,96	0,78	-	-	-	-	-
Ilyas et al.	2004	centrifuga	3 x 3	3 D	argilla tenera NC	0,65	0,50	0,48	-	-	-	-
Ilyas et al.	2004	centrifuga	4 x 4	3 D	argilla tenera NC	0,65	0,49	0,42	0,46	-	-	-
Rollins et al.	2005a	reale	3 x 3	3,3 D	sabbie	0,80	0,40	0,40	-	-	-	-
Rollins et al. (1)	2005b	reale	3 x 5	3,92 D	limo e argilla	1,00	0,87	0,64	0,81	0,70	-	-
Rollins et al. (2)	2005b	reale	4 x 5	3,92 D	limo e argilla	1,00	0,81	0,59	0,71	0,59	-	-

Tabella 3.6. Valori dei coefficienti moltiplicativi delle curve $p - y$ dedotti da casi sperimentali.

Come si evince dalla tabella, il valore del coefficiente f è differenziato solamente in funzione della fila di appartenenza dei pali, e non in funzione della posizione all'interno della fila. Con tale approccio, dunque, si rinuncia a modellare l'effetto di bordo: i carichi assorbiti dai pali di una stessa fila si ritengono tutti uguali.

McVAY ET AL. (1998), autori di numerose prove in centrifuga su gruppi di pali costituiti da un massimo di 7 file, ritengono opportuno differenziare, al fine dello studio della risposta di un gruppo con un numero generico di file disposte ad interasse $3D$, la risposta delle prime tre e dell'ultima da quello di tutte le altre, intermedie. I valori dei coefficienti moltiplicativi di curve $p - y$ da adottare sono i seguenti:

- prima fila: $f = 0.8$;
- seconda fila: $f = 0.4$;
- terza fila: $f = 0.3$;
- quarta fila e successive: $f = 0.2$;
- ultima fila: $f = 0.3$.

ROLLINS ET AL. (1998), sulla base della raccolta dei dati sperimentali sino ad allora disponibili, presentano delle curve di progetto utilizzabili per la determinazione dei coefficienti moltiplicativi f relativi, rispettivamente, alla prima fila e a tutte le successive, indifferenziate tra loro (figura 3.15). Gli andamenti sono

riportati in funzione dell'interasse relativo s/D . Per valori dell'interasse relativo maggiori o uguali a 6, gli effetti delle interazioni divengono nulli ed i coefficienti f sono pari ad 1.

ROLLINS ET AL. (2005a), alla luce di una banca dati più ricca, propongono delle nuove curve di progetto (figura 3.16). Questa volta gli andamenti sono differenziati in riferimento alla prima fila (figura 3.16.a), alla seconda e alla terza (figura 3.16.b), alla quarta e alle successive (figura 3.16.c). Gli andamenti proposti (linea continua) sono posti a confronto con quelli implementati nel programma di calcolo GROUP (REESE ET AL., 1996, linea tratto – punto) e con gli andamenti proposti dalla AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*, linea tratteggiata). Gli effetti di interazione, alla luce dei dati riportati, si esauriscono ad interassi relativi s/D pari a 5 per la prima fila, 6 per la seconda e la terza, 8 per le file successive.

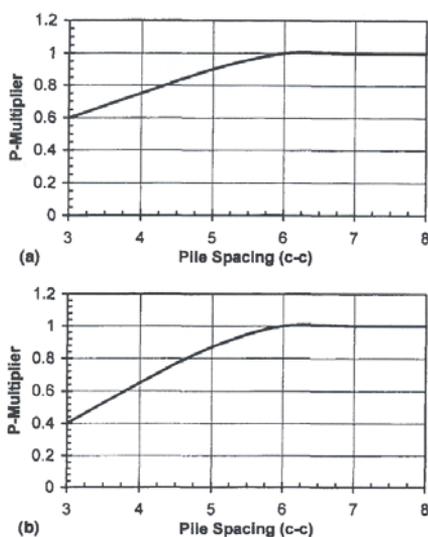
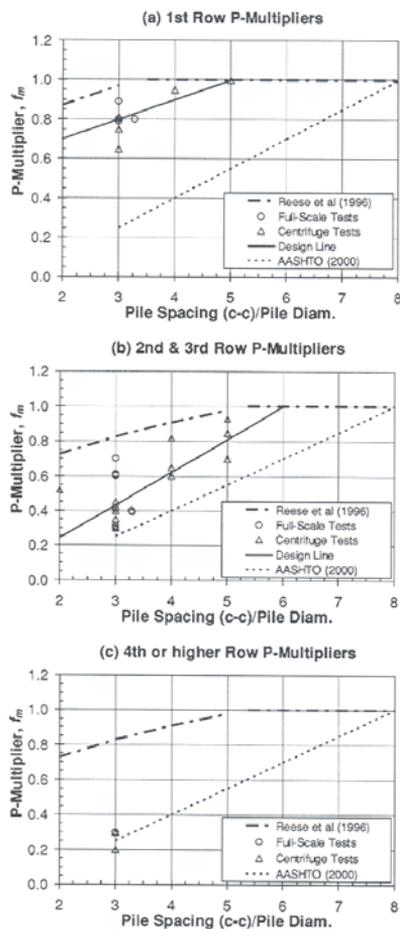


Figura 3.15 (in alto). Curve di progetto per i valori dei coefficienti moltiplicativi f , relativi alla prima (a) e le successive (b) file del gruppo (da Rollins et al., 1998).

Figura 3.16 (a destra). Curve di progetto per i valori dei coefficienti moltiplicativi f , relativi alla prima (a), alla seconda e alla terza (b) e alle successive (c) file del gruppo (da Rollins et al., 2005a).



Analoghi tentativi di individuare gli andamenti dei coefficienti moltiplicativi delle curve $p - y$ in ragione della fila di appartenenza dei pali sono stati realizzati da MOKWA (1999) e ESTEPHAN (2003). In figura 3.17 si riportano gli andamenti proposti da MOKWA (1999), differenziati per la prima, la seconda, la terza e la quarta (e successive) file. Gli effetti dell'interazione si esauriscono ad interassi relativi s/D maggiori uguali di 6.

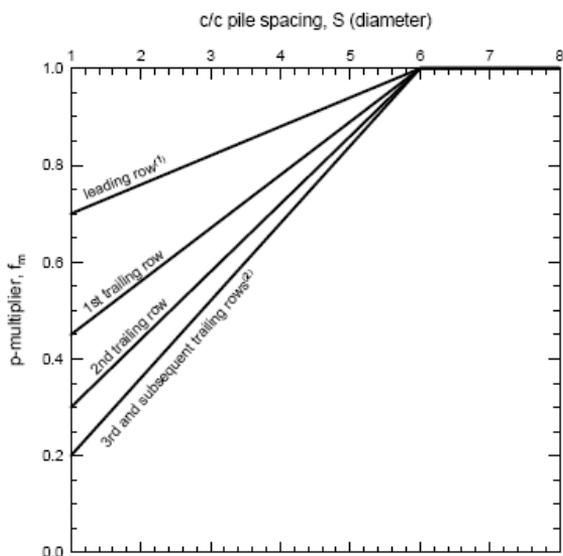


Figura 3.17. Curve di progetto per i valori dei coefficienti moltiplicativi f , relativi alla prima, alla seconda, alla terza e alle successive file del gruppo (da Mokwa, 1999).

Da quanto sin qui esposto, appare evidente come lo sforzo maggiore della ricerca, nell'ambito della determinazione dei coefficienti, sia rivolto alla definizione del differente comportamento di ciascuna fila del gruppo, e alla valutazione dell'influenza che su tale aspetto riveste l'interasse relativo tra pali. Gli andamenti dei coefficienti f , per come sono definiti, non sono condizionati dalle caratteristiche del vincolo agente in testa ai pali, dalla tecnologia utilizzata per la loro realizzazione, dalla forma della sezione né, soprattutto, dalle caratteristiche del terreno.

Alcuni dati di letteratura (SPARKS & ROLLINS, 1997; 2002) indicano che i valori dei coefficienti f non sono significativamente influenzati dal vincolo agente in testa al palo.

I coefficienti di interazione f , inoltre, sono definiti in maniera indipendente dall'entità dello spostamento della testa dei pali. Conseguentemente, al crescere della forza esterna agente, si assume costante l'efficienza del gruppo di pali e costanti le aliquote di ripartizione dei carichi sulle file del gruppo. Tali ipotesi rispecchiano il comportamento osservato sperimentalmente solo a partire da un determinato livello di spostamento in poi (paragrafo 2.2); le aliquote di ripartizione

dei carichi tra le file e l'efficienza del gruppo non sono costanti, invece, per valori di spostamento contenuti. Ne deriva che l'utilizzo del metodo dei coefficienti moltiplicativi delle curve $p - y$ consenta, a rigore, di determinare il comportamento di un gruppo di pali solo in condizioni di *regime*; solo, cioè, da un determinato livello di spostamento in poi (MCVAY ET AL., 1998).

Se si volesse modellare con maggior rigore l'evoluzione dell'efficienza del gruppo di pali sarebbe necessario prevedere un andamento decrescente dei coefficienti f con gli spostamenti y (ROLLINS ET AL., 2005a). A tal proposito, nell'analisi a ritroso dei risultati ottenuti su un gruppo di pali di dimensioni 3 x 5, ROLLINS ET AL. (2005b) hanno utilizzato due serie di coefficienti moltiplicativi f , riferiti rispettivamente ad un livello di spostamento contenuto (da 0 a 38 mm), e ad un livello di spostamento maggiore (da 38 mm ad 89 mm). Le due serie di coefficienti sono riportati nella tabella 3.6 come serie (1) e serie (2). I valori utilizzati, ad ogni modo, non differiscono in maniera sostanziale tra loro.

3.1.4 METODO DEL CARICO CARATTERISTICO

Il metodo del carico caratteristico (CLM, *characteristic load method*) costituisce una procedura di analisi semplificata della risposta dei pali caricati da azioni orizzontali. Sviluppato da EVANS & DUNCAN (1982), è utilizzabile per lo studio della risposta tanto del palo singolo (DUNCAN ET AL., 1994) quanto del gruppo di pali (OOI & DUNCAN, 1994). Il proposito degli autori è quello di mettere a disposizione una procedura di analisi più rapida e diretta di quella conducibile con il metodo delle curve $p - y$, utilizzabile per lo studio di problemi ingegneristici ordinari, nei quali gli sforzi di affinamento della modellazione possono essere ritenuti superflui. Tale procedura, ad ogni modo, è strettamente legata al metodo delle curve $p - y$, essendone una *derivazione*. Il metodo del carico caratteristico è stato sviluppato, difatti, realizzando un cospicuo numero di analisi non lineari con il metodo delle curve $p - y$, sia in argille che in sabbie, sia in riferimento a pali impediti di ruotare in testa che a pali liberi di ruotare in testa; il complesso dei risultati ottenuti nei vari casi, rappresentati in funzione di variabili adimensionali, ha consentito la formulazione del metodo semplificato. Il metodo è applicabile su pali *flessibili*; su pali, dunque, per i quali la lunghezza totale del palo non costituisca un parametro significativo nella determinazione della sua risposta alle azioni orizzontali

PALO SINGOLO

La procedura semplificata proposta da DUNCAN ET AL. (1994) consente di determinare lo spostamento a piano campagna del palo, dovuto sia all'azione di una forza orizzontale sia all'azione di una coppia, il momento flettente massimo che

insorge sul palo e la quota di tale momento massimo. Tutto ciò sia in riferimento a pali liberi di ruotare in testa, sia in riferimento a pali incastrati.

L'utilizzo degli abachi proposti dagli autori prevede che, in primo luogo, vengano calcolati il carico caratteristico P_c ed il momento caratteristico M_c , funzione dei parametri geometrici e meccanici del sistema palo – terreno oggetto dell'analisi. Le espressioni di P_c ed M_c , valide per le argille, sono le seguenti:

$$P_c = 7.34 D^2 E_p R_I \left(\frac{c_u}{E_p R_I} \right)^{0.68}$$

$$M_c = 3.86 D^3 E_p R_I \left(\frac{c_u}{E_p R_I} \right)^{0.46}$$
(3.24)

Per le sabbie, invece:

$$P_c = 1.57 D^2 E_p R_I \left(\frac{\gamma' D \phi K_p}{E_p R_I} \right)^{0.57}$$

$$M_c = 1.33 D^3 E_p R_I \left(\frac{\gamma' D \phi K_p}{E_p R_I} \right)^{0.40}$$
(3.25)

in cui: D è il diametro o la larghezza del palo; E_p il modulo di elasticità del palo; R_I il momento d'inerzia relativo, definito come il rapporto tra il momento d'inerzia del palo reale ed il momento d'inerzia di un palo circolare con diametro D ; c_u la coesione non drenata del terreno coesivo; ϕ l'angolo d'attrito del terreno incoerente, γ' il peso dell'unità di volume, K_p il coefficiente di spinta passiva valutato alla Rankine.

I parametri relativi alle caratteristiche meccaniche del terreno vanno determinati considerando un valore medio degli stessi entro i primi 8 diametri di terreno. Sebbene la profondità del terreno interessata dalle sollecitazioni per effetto degli spostamenti orizzontali del palo vari con il livello di carico, tale indicazione si ritiene affidabile. Le analisi sono dunque realizzate assumendo che il terreno, almeno negli strati superficiali, abbia caratteristiche meccaniche uniformi.

Noti i valori di carico caratteristico, è possibile utilizzare gli abachi proposti da DUNCAN ET AL. (1994) per il calcolo degli spostamenti in testa per effetto di una forza P_t (figura 3.18) o di una coppia M_t (figura 3.19). Un'apposita procedura è indicata per il calcolo degli spostamenti y_c in presenza di un'azione combinata di forza e momento.

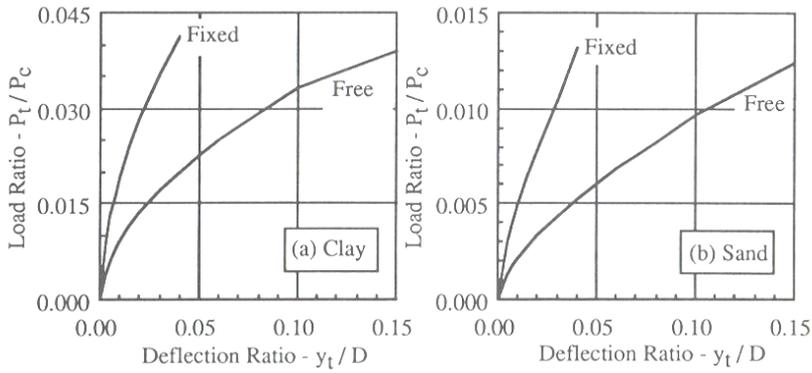


Figura 3.18. Curve per il calcolo degli spostamenti in testa per effetto di una forza P_t , in argille ed in sabbie (da Duncan et al., 1994).

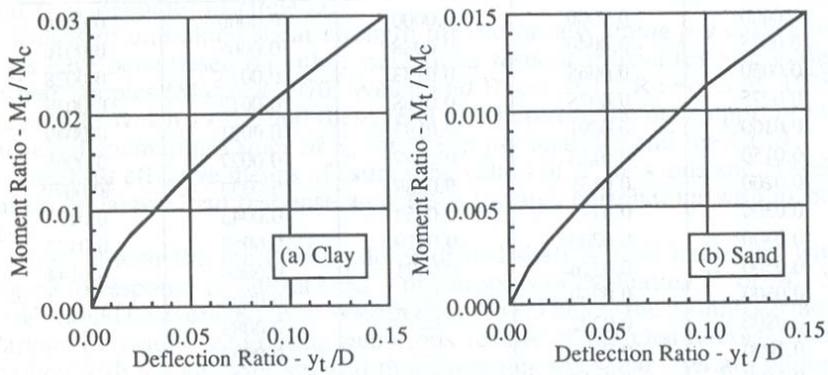


Figura 3.19. Curve per il calcolo degli spostamenti in testa per effetto di una coppia M_t , in argille ed in sabbie (da Duncan et al., 1994).

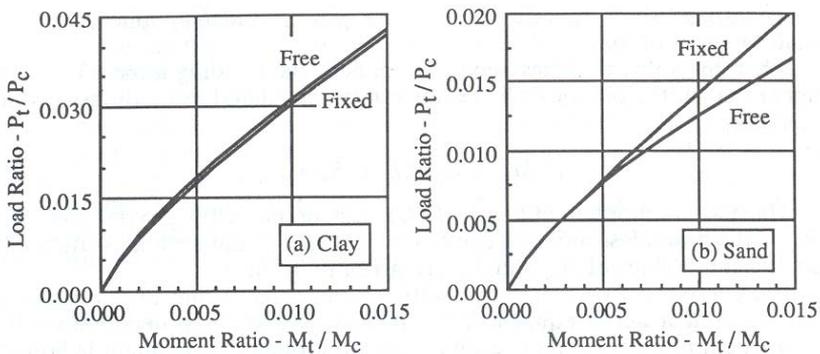


Figura 3.20. Curve per il calcolo dei momenti flettenti massimi per pali impediti di ruotare in testa, in argille ed in sabbie (da Duncan et al., 1994).

Per il calcolo dei momenti massimi agenti in testa a pali incastrati si fa riferimento, nuovamente, ad appositi abachi (figura 3.20). Per pali liberi di ruotare, invece, è necessario individuare la *lunghezza caratteristica* T risolvendo, per tentativi, l'equazione di terzo grado:

$$y_c = \frac{2.43 P_t}{E_p I_p} T^3 + \frac{1.62 M_t}{E_p I_p} T^2 \quad (3.26)$$

in cui T è l'unica incognita. Nota la lunghezza caratteristica, si individua l'andamento dei momenti M_z in funzione della profondità z mediante la relazione:

$$M_z = A_m P_t T + B_m M_t \quad (3.27)$$

in cui A_m e B_m sono valori tabulati. Il valore massimo di momento flettente si ottiene alla quota $z = 1.3 T$ in presenza della sola forza orizzontale; a quote più superficiali, comprese tra 0 e $1.3 T$, in presenza anche di una coppia.

La procedura descritta è stata implementata in un codice di calcolo, al fine di automatizzarne l'utilizzo (BRETTMANN & DUNCAN, 1996).

GRUPPI DI PALI

Le analisi realizzate sul palo singolo sono estendibili ai gruppi ricorrendo alla *procedura di amplificazione del gruppo* (OOI & DUNCAN, 1994). La procedura è stata determinata realizzando una serie di analisi numeriche su gruppi di pali con caratteristiche differenti ricorrendo al modello ibrido di analisi di FOCHT & KOCH (1973). Tale modello individua la risposta di un gruppo di pali combinando l'analisi non lineare alle curve $p - y$ per il palo singolo con l'analisi basata sul modello di continuo elastico di POULOS (1971b) per lo studio dell'interazione tra i pali del gruppo. L'obiettivo degli autori, nuovamente, è quello di fornire uno strumento di analisi semplificato per la determinazione degli spostamenti e dei momenti massimi agenti su un gruppo di pali. La procedura esposta non tiene in conto del contributo addizionale di rigidezza fornito dal contatto piastra - terreno né dell'influenza della tecnologia di realizzazione dei pali sulla risposta. E' inoltre applicabile ai soli gruppi di pali con testa impedita di ruotare e a terreni con caratteristiche meccaniche omogenee fino a profondità pari ad 8 diametri di palo. La procedura di amplificazione del gruppo non consente di individuare la distribuzione dei carichi tra i pali del gruppo.

Lo spostamento di un gruppo di pali y_g è esprimibile, a partire da quello individuato per un palo singolo y_s , mediante un coefficiente di amplificazione C_y .

Analogamente, il momento massimo che si registra su un palo del gruppo M_g è individuabile a partire da quello del palo singolo M_s , mediante un coefficiente C_m :

$$\begin{aligned} y_g &= C_y \cdot y_s \\ M_g &= C_m \cdot M_s \end{aligned} \quad (3.28)$$

Il coefficiente C_y , maggiore o uguale all'unità, è definito come:

$$C_y = \frac{A + N}{B \cdot \left(\frac{s}{D} + \frac{P_s}{C P_N} \right)^{0.5}} \quad (3.29)$$

in cui N è il numero di pali; s l'interasse medio tra i pali del gruppo; P_s il carico medio agente sui pali del gruppo, definito come $P_s = P_g / N$ e P_g è il carico totale agente sul gruppo; A, B e C sono coefficienti adimensionali, pari rispettivamente a 16, 5.5 e 3 per le argille, 9, 3.0 e 16 per le sabbie; P_N , infine è definito come:

$$\begin{aligned} P_N &= c_u D^2 \\ P_N &= K_p \gamma D^3 \end{aligned} \quad (3.30)$$

per argille e sabbie, rispettivamente.

Il coefficiente C_M , a sua volta, è definito come:

$$C_M = (C_y)^n \quad (3.31)$$

L'esponente n è pari a:

$$\begin{aligned} n &= \frac{P_s}{150 P_N} + 0.25 \\ n &= \frac{P_s}{300 P_N} + 0.30 \end{aligned} \quad (3.32)$$

per argille e sabbie, rispettivamente.

Recentemente, OOI ET AL. (2004) hanno sviluppato un metodo semplificato, estensione di quello del carico caratteristico, per tenere in conto il contributo di resistenza della piastra quando questa è a contatto con il terreno.

3.2 MODELLI DEL CONTINUO ELASTICO: METODI AGLI ELEMENTI DI CONTORNO

I modelli del continuo elastico sono caratterizzati dalla schematizzazione del terreno mediante un semispazio elastico, identificato nelle sue proprietà meccaniche dalle grandezze E_s (modulo di Young) e ν (coefficiente di Poisson). I metodi di analisi basati sulla teoria elastica hanno la qualità, rispetto all'approccio con i modelli alla Winkler, di rappresentare il terreno come un mezzo continuo. Tale proprietà si dimostra particolarmente utile quando lo studio, piuttosto che essere rivolto al solo palo isolato, viene esteso al gruppo di pali; in tal caso, il ricorso ad un mezzo continuo consente di rappresentare gli effetti di interazione reciproca palo – terreno – palo. Di contro, la necessità di modellare terreni con stratificazioni o terreni con caratteristiche di rigidità non omogenee impone l'introduzione di approssimazioni numeriche. Opportune modifiche del modello di semispazio elastico, inoltre, consentono di rappresentare la non linearità della risposta del terreno.

I modelli del continuo elastico presentati in questo paragrafo sono risolti con il *metodo agli elementi di contorno* (BEM: *Boundary Element Method*); adottando tale metodo, per lo studio del sistema palo – terreno è sufficiente discretizzare le sole superfici di interfaccia degli elementi presenti. In questo modo il metodo BEM si propone come un procedimento di più agevole applicazione e di minore onere computazionale rispetto al metodo risolutivo agli elementi finiti (FEM: *Finite Element Method*), per il quale è necessario, invece, procedere alla discretizzazione dell'intero volume del dominio in studio. Alcuni modelli basati sulla schematizzazione del terreno come un continuo elastico e risolti con metodi FEM sono presentati nel paragrafo 3.3.1.

In questo paragrafo e nel paragrafo 3.3.1 sono descritti i soli aspetti di modellazione. Le considerazioni d'insieme che scaturiscono dagli studi parametrici realizzati con i modelli del continuo elastico sono riportate nel paragrafo 3.4.

L'approccio metodologico che contraddistingue l'applicazione dei metodi agli elementi di contorno è il seguente: l'elemento oggetto di studio (nel caso in questione, il palo di fondazione immerso nel terreno e soggetto ad una azione esterna) viene suddiviso in un numero di elementi (conci) ritenuto opportuno a descrivere il problema con una accettabile approssimazione; imponendo la congruenza degli spostamenti dei conci del palo con gli spostamenti del terreno, nel rispetto dell'equilibrio globale e delle condizioni al contorno, si ottiene il sistema di equazioni risolutivo. Per valutare gli spostamenti del terreno è necessario disporre di una funzione di Green, la cui validità è definita all'interno del dominio considerato. La funzione sovente utilizzata nello studio dei problemi di interazione palo – terreno è l'equazione di Mindlin (paragrafo 4.1.2). Questa funzione, che

definisce lo spostamento in un punto di un semispazio elastico per effetto di una forza puntuale agente all'interno del semispazio stesso, va integrata in maniera opportuna sulla superficie del palo. In ragione di tale procedura, i metodi risolutivi BEM applicati a modelli del continuo elastico sono altresì definiti *metodi dell'equazione integrale*.

3.2.1 PALI SOTTO AZIONI VERTICALI

Le prime applicazioni del metodo agli elementi di contorno al problema dei pali di fondazione risalgono agli anni '60 (D'APPOLONIA & ROMUALDI, 1963; THURMAN & D'APPOLONIA, 1965; SALAS & BELZUNCE, 1965), con la finalità di studiare il comportamento di pali di fondazione isolati soggetti ad azioni verticali. Questi primi studi trattano casi specifici, non coprono un vasto campo di variabilità delle grandezze in gioco e, in definitiva, non hanno il fine di assurgere a modellazioni la cui applicabilità abbia validità generale. L'aspetto caratterizzante tali studi è quello per il quale le tensioni tangenziali agenti lungo la superficie laterale del palo, dovute all'interazione col terreno, sono rappresentate da un singolo carico puntuale, agente sull'asse di ciascun elemento in cui il palo è ripartito.

Uno studio sistematico della risposta del sistema palo – terreno all'azione di carichi verticali è riconducibile a POULOS & DAVIS (1968) – palo incompressibile – e MATTES & POULOS (1969) – palo compressibile –. Le tensioni tangenziali che si sviluppano all'interfaccia palo – terreno agiscono, questa volta, sull'intera superficie laterale del palo, suddiviso in conci di forma circolare. La tensione tangenziale su ogni concio è costante. Una tensione uniforme agisce contemporaneamente alla base del palo, rappresentata da un disco sottile. La novità introdotta da questo tipo di modellazione consiste nella necessità di integrare la funzione di Mindlin, la cui formulazione è di tipo puntuale, su superfici cilindriche. Gli autori procedono ad un'integrazione numerica dell'equazione sulla superficie laterale, sfruttando l'assialsimmetria del problema; sempre mediante un procedimento numerico, si realizza l'integrazione dell'equazione di Mindlin sulla superficie circolare che rappresenta la base del palo.

Una modellazione analoga è stata messa a punto in seguito da BUTTERFIELD & BANERJEE (1971a). Nell'integrare l'equazione di Mindlin, tuttavia, gli autori seguono un procedimento numerico più rigoroso, che consente di considerare, nel determinare gli spostamenti del terreno, sia l'effetto irrigidente dovuto alla presenza dei pali, sia l'effetto delle deformazioni che insorgono in direzione radiale rispetto all'asse del palo. L'approccio matematico più rigoroso fa sì che al metodo realizzato da tali autori si associ la definizione di *metodo dell'equazione integrale generalizzata*.

Ai medesimi studi (D'APPOLONIA & ROMUALDI 1963; THURMAN & D'APPOLONIA, 1965; POULOS & DAVIS, 1968) è ascrivibile l'idea di introdurre nel modello di continuo elastico delle modifiche che consentano di ottenere dal sistema una risposta di tipo non lineare. In un terreno reale, difatti, le tensioni tangenziali sviluppabili all'interfaccia con il palo sono limitate superiormente da un valore di soglia; superati tali valori, insorgono degli scorrimenti relativi tra le superfici. Il principio su cui si basa la modellazione è quello di stabilire che, allorquando sulla superficie di contatto dell' i -esimo concio si sviluppi una sollecitazione tangenziale tale da eguagliare il valore limite ammesso, si consenta uno scorrimento reciproco palo – terreno in quel concio; ulteriori incrementi di carico della forza esterna verranno assorbiti dai soli elementi rimasti in campo elastico. Dal punto di vista matematico, ciò equivale ad ignorare (eliminandola dal sistema di equazioni) l'equazione di congruenza corrispondente al concio in cui lo scorrimento si è verificato. Procedendo in questo modo, si riduce progressivamente la rigidità del sistema palo – terreno e si induce il modello a realizzare un'analisi non lineare nonostante la base teorica (il modello di terreno) sia di tipo puramente elastico.

Agli autori sin qui citati è attribuibile l'introduzione, negli anni '60, dello studio del problema delle interazioni palo – terreno con i modelli del continuo elastico. A questi lavori ne sono seguiti diversi altri, con la finalità di approfondire e affinare la capacità di descrivere il comportamento dell'intera struttura di fondazione su pali quando soggetta ad azioni verticali, modellando il complesso meccanismo di interazione palo – terreno – palo – piastra. Particolarmente proficua in questo campo è stata la produzione scientifica del Dipartimento di Ingegneria Geotecnica (DIG) dell'Università di Napoli; per quanto concerne la realizzazione di codici di calcolo, in particolare, si ricordano i codici GRUPPALO (MANDOLINI, 1994), per il calcolo dei cedimenti dei gruppi di pali e NAPRA (RUSSO, 1996), per lo studio delle interazioni tra piastra e pali.

3.2.2 PALI SOTTO AZIONI ORIZZONTALI

Il modello del continuo elastico risolto con il metodo agli elementi di contorno è, evidentemente, utilizzabile anche per lo studio del comportamento dei pali di fondazione (isolati ed in gruppo) soggetti ad azioni ortogonali al proprio asse. Lo sviluppo di questo tipo di modellazione, in alternativa al metodo delle curve $p - y$ basato su una modellazione del terreno alla Winkler, è motivata, ancora una volta, dalla possibilità di poter considerare il terreno come un mezzo continuo. Gli elementi fondanti la procedura di analisi (ripartizione del palo in conci, valutazione degli spostamenti di palo e terreno e imposizione della congruenza, utilizzo dell'equazione di Mindlin quale funzione di Green per lo studio del comportamento

del terreno) sono analoghi a quelli che caratterizzano il problema dei pali caricati lungo il proprio asse.

Le prime analisi nelle quali il terreno viene assimilato ad un mezzo elastico risalgono a DOUGLAS & DAVIS (1964) e a SPILLERS & STOLL (1964). Nel primo caso lo studio non è rivolto esplicitamente al comportamento dei pali di fondazione, ma a quello di piastre sottili immerse in un semispazio elastico, caricate da una forza orizzontale o un momento in testa. Per determinare gli spostamenti del semispazio elastico, gli autori integrano l'equazione di Mindlin e ottengono la formula che fornisce lo spostamento indotto su un piano verticale da un'area di carico rettangolare ed uniforme. L'integrazione eseguita dagli autori sarà successivamente utilizzata da POULOS (1971a). Nel secondo caso, viene formulata una prima proposta di studio del problema del palo immerso in un semispazio elastico; il palo è ricondotto ad un elemento monodimensionale; le azioni del terreno sugli elementi in cui il palo è suddiviso sono puntuali; sono valutate facendo ricorso alla formula di Mindlin e corrette mediante un coefficiente che tenga conto della forma del palo. Inoltre viene introdotta la possibilità di modellare la non linearità della risposta del sistema, ammettendo scorrimenti relativi tra palo e terreno quando i valori di sollecitazione su quest'ultimo raggiungano o superino dei valori di soglia. Questi studi, ad ogni modo, non acquisiscono caratteri di sistematicità nella valutazione dell'influenza dei parametri del sistema sulla risposta.

Sulle basi gettate da questi lavori, sono stati realizzati negli anni '70 ed '80 modelli del continuo elastico con i quali sono stati condotti studi parametrici esaustivi, con la finalità di indagare gli effetti sulla risposta del sistema palo – terreno dei diversi fattori che vi intervengono: le dimensioni dei pali, la snellezza degli stessi, la rigidità relativa palo – terreno, la presenza o meno di un vincolo alla base ed alla testa del palo, l'ipotesi di omogeneità o non omogeneità del terreno, la linearità o la non linearità della risposta, gli effetti dell'eccentricità del carico, ed altro ancora. Di seguito verranno dettagliatamente descritti gli studi rinvenuti in letteratura ritenuti più significativi e completi.

L'attenzione a questi lavori è tanto maggiore quanto si considera che il codice di calcolo NAPHOL messo a punto nella presente Tesi di Dottorato è un modello del continuo elastico risolto con il metodo degli elementi di contorno, *figlio* delle idee e delle esperienze precedentemente raccolte in questo ambito. Per completezza di informazione, è significativo rimarcare come gli studi realizzati con metodi agli elementi di contorno non abbiano superato indenni gli ultimi anni '80 e siano stati in seguito abbandonati; ciò evidenzia una certa perdita di fiducia, in ambito internazionale, nella capacità di rappresentare il problema di pali caricati orizzontalmente con modelli BEM.

Gli studi parametrici più significativi, afferenti al comportamento del palo singolo, sono ascrivibili ai seguenti autori e verranno illustrati dettagliatamente: POULOS (1971a, 1972, 1973a) e POULOS & DAVIS (1980); BANERJEE & DAVIES (1978); DENTE & GULLÀ (1983); EL SHARNOUBY & NOVAK (1985, 1986); DAVIES & BUDHU (1986) e BUDHU & DAVIES (1987, 1988).

GRUPPI DI PALI

POULOS (1971b) e POULOS & DAVIS (1980) ed EL SHARNOUBY & NOVAK (1985, 1986) hanno esteso gli studi parametrici realizzati sul singolo palo alla coppia di pali e, quindi, al gruppo di pali, mediante il metodo dei coefficienti di interazione o mediante modellazioni agli elementi di contorno integrali.

Lo studio della risposta del gruppo di pali alle azioni orizzontali con un metodo agli elementi di contorno integrale è conseguibile estendendo, in maniera sostanzialmente agevole, il medesimo approccio metodologico utilizzato per lo studio del palo singolo. Gli elementi oggetto di studio (questa volta n pali e non uno) sono nuovamente suddivisi in un numero opportuno di conci; nuovamente, il sistema di equazioni risolutivo è ottenuto imponendo la congruenza degli spostamenti degli elementi costituenti i pali con gli spostamenti del terreno, in corrispondenza delle interfacce palo – terreno. Alle equazioni di congruenza si aggiungono le equazioni di equilibrio del gruppo nel suo complesso e dei singoli pali che lo costituiscono. La medesima funzione di Green utilizzata per definire gli spostamenti del terreno nell'ambito dello studio del palo singolo viene utilizzata per il problema del gruppo. L'integrazione dell'equazione (in genere si ricorre alla formula di Mindlin) consente di ottenere una matrice di rigidità del terreno pienamente popolata; è conseguentemente possibile valutare l'effetto che il carico agente su un generico elemento dell' i – esimo palo produce su un elemento del palo j – esimo, rendendo riproducibile analiticamente la (reale) continuità del terreno.

Limitando le considerazioni ad una coppia di pali identici, identicamente caricati in direzione orizzontale, si osserva come questi subiscano, per effetto della presenza del palo adiacente, uno spostamento in testa (o una rotazione) maggiori dello spostamento (o della rotazione) che il palo avrebbe presentato se soggetto allo stesso carico ma in condizioni isolate. Ciò consente di definire dei *coefficienti di interazione* relativi ad una coppia di pali caricati orizzontalmente (POULOS, 1971b). Più precisamente, in riferimento allo spostamento:

$$\alpha_u = \frac{\text{spostamento addizionale dovuto al palo adiacente}}{\text{spostamento del palo dovuto al carico agente su sè stesso}}$$

e in riferimento alla rotazione:

$$\alpha_{\theta} = \frac{\text{rotazione addizionale dovuta al palo adiacente}}{\text{rotazione del palo dovuta al carico agente su sè stesso}}$$

Gli studi parametrici realizzati con i modelli del continuo elastico su una coppia di pali sono volti alla determinazione del valore di tali coefficienti di interazione e all'influenza che hanno su di essi i diversi schemi geometrici e i diversi valori delle variabili meccaniche del sistema. Determinati i coefficienti di interazione, si ritiene che il comportamento del generico gruppo costituito da n pali possa essere ottenuto mediante sovrapposizione degli effetti di interazione (POULOS, 1971b). Tale procedura è del tutto analoga a quella definita in relazione allo studio dei gruppi di pali soggetti ad azioni verticali (POULOS, 1968). Le analisi relative alla risposta della coppia di pali eseguite dagli autori si limitano al solo campo elastico.

Nella tabella 3.7 si riassumono gli studi parametrici agli elementi di contorno le cui ipotesi di modellazione sono dettagliatamente descritte nel paragrafo 3.2.3. Si evidenzia se gli autori si propongono o meno di studiare la risposta del gruppo.

	palo singolo	coppia o gruppo
Poulos (1971a, 1971b, 1973a)	Si	Si
Banerjee & Davies (1978)	Si	NO
Dente & Gullà (1983)	Si	NO
El Sharnouby & Novak (1985, 1986)	Si	Si
Budhu & Davies (1986, 1987, 1988)	Si	NO

Tabella 3.7. Studi parametrici realizzati con il modello del continuo elastico ed il metodo agli elementi di contorno.

3.2.3 ESEMPI DI LETTERATURA

3.2.3.1 METODO DI POULOS

(POULOS, 1971a; 1971b; 1972; 1973a; POULOS & DAVIS 1980)

Il modello di continuo elastico realizzato per l'analisi di un palo verticale sospeso soggetto ad azioni orizzontali o a momento in testa affonda le radici nel analogo modello approntato per studiare il comportamento dei pali soggetti ad azioni verticali (POULOS & DAVIS 1968, MATTES & POULOS 1969). Il palo è immerso in un mezzo elastico, omogeneo ed isotropo, caratterizzato dai parametri elastici E_s e ν . L'iniziale formulazione elastica è riferita allo studio del palo singolo

(POULOS 1971a) o al gruppo di pali (POULOS 1971b); successivamente l'analisi viene estesa ad un modello elastico – perfettamente plastico (POULOS 1973a). Più precisamente, si tratta di un modello elastico trattato con una procedura di *cut-off*: nel terreno vengono imposti dei valori di resistenza limite, raggiunti i quali le ipotesi di eguaglianza degli spostamenti all'interfaccia palo – terreno vengono rimosse. In tal modo si ammette che possano intercorrere degli scorrimenti relativi tra i conci del palo ed il terreno. Un ulteriore lavoro affronta il problema dei pali la cui punta si incassa in roccia (POULOS 1972); le condizioni di vincolo alla base del palo, tuttavia, non influenzano la risposta del palo alle azioni orizzontali per i casi reali più comuni (POULOS, 1973a). Il compendio dei risultati ottenuti nelle differenti analisi è contenuto in POULOS & DAVIS (1980).

Modellazione.

L'ipotesi fondante il modello è quella di assumere il terreno come un semispazio elastico, omogeneo ed isotropo, caratterizzato dalle costanti elastiche E_s e ν . All'interno di tale mezzo è inserito il palo, anch'esso caratterizzato da comportamento di tipo elastico, e da un modulo di Young E_p . Il metodo risolutivo prevede che, in seguito all'azione di una forza orizzontale o di un momento agenti in testa al palo, gli spostamenti dei due elementi del sistema vengano opportunamente valutati ed eguagliati tra loro, imponendo così la congruenza tra palo e terreno.

Palo.

Il palo è modellato come una lama (*strip*) verticale sottile, di larghezza D , lunghezza L e rigidezza flessionale costante $E_p I_p$. La rigidezza flessionale $E_p I_p$ assegnata alla lama è pari alla rigidezza flessionale del palo reale. La larghezza D della striscia corrisponde al diametro del palo nel caso di sezione circolare, alla dimensione ortogonale alla direzione del carico nel caso di sezione rettangolare. Il palo è suddiviso in $n+1$ elementi, di cui $n-1$ lunghi $\delta=L/n$; il primo e l'ultimo elemento hanno lunghezza $\delta/2$ (figura 3.21). Su ciascuno degli n conci agisce una tensione orizzontale uniforme p_i dovuta all'azione del terreno. Questa si assume essere costante lungo la larghezza D del palo. Un confronto con i risultati ottenuti da DOUGLAS & DAVIS (1964), che considerano una distribuzione non uniforme delle azioni del terreno lungo la larghezza D del palo, evidenzia come tale ipotesi comporti una sottostima degli spostamenti e delle rotazioni in testa per pali molto tozzi ($L/D = 2$); l'errore diviene invece trascurabile per $L/D > 15$. Le tensioni tangenziali che insorgono tra il terreno ed il palo lungo i bordi dello stesso non sono modellate. L'accuratezza della soluzione è significativamente dipendente dal numero di elementi in cui il palo è ripartito. La soluzione assunta dall'autore, che meglio concilia esigenze di natura computazionale (per i calcolatori degli anni '70) e l'accuratezza della soluzione, è di far ricorso a 21 elementi. Il palo è considerato in due condizioni di interesse: con testa libera di ruotare e con testa impedita di ruotare (testa incastrata).

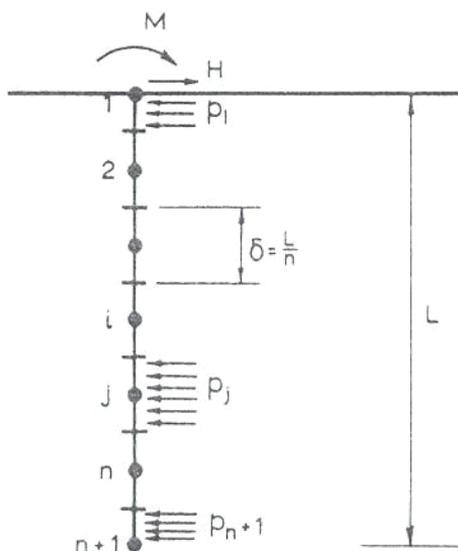


Figura 3.21. Ripartizione del palo in conci e pressioni del terreno (da Poulos, 1971a).

Terreno.

Il terreno è modellato come un semispazio elastico ideale, omogeneo ed isotropo, caratterizzato da un modulo di Young E_s e un modulo di Poisson ν . Questi valori non sono condizionati dalla presenza del palo. E_s è costante con la profondità (POULOS, 1971a). Si tratta, in tal caso, di un'assunzione ideale che sovente differisce dalle caratteristiche di un terreno reale (ad esempio le sabbie o le argille normalmente consolidate), per il quale è verosimile assumere un modulo E_s variabile con la profondità z . La possibilità di considerare E_s variabile col la profondità ($E_s = m z$) è stata contemplata successivamente (POULOS, 1973a), previa la necessaria introduzione di una approssimazione nella trattazione dell'equazione di Mindlin. Questa, difatti, è rigorosamente valida solamente in un dominio costituito da un semispazio omogeneo. Lo spostamento di un punto per effetto di una forza puntuale agente in un semispazio non omogeneo potrà essere ottenuto utilizzando ancora l'equazione di Mindlin, ma procedendo ad una scelta arbitraria del valore di E_s da utilizzare nella formula (paragrafo 4.1.2). POULOS (1973a) consiglia di assumere il valore di E_s riferito al punto in cui si valuta lo spostamento. In seguito, in conseguenza a considerazioni svolte sul comportamento di pali sotto azione di carichi assiali, viene indicata come preferibile la scelta di assumere il valore medio di E_s tra il punto in cui è applicata la forza e quello in cui è valutato lo spostamento (POULOS, 1979a).

Sistema di equazioni (POULOS & DAVIS, 1980).

Gli spostamenti del terreno e del palo, in condizioni puramente elastiche, sono eguagliati in corrispondenza del centro degli elementi di palo, eccezion fatta per i due elementi di estremità, per i quali gli spostamenti sono eguagliati in testa e alla

punta del palo rispettivamente. I punti per i quali sono scritte le equazioni di congruenza, dunque, sono tutti equidistanti. La scrittura delle equazioni di congruenza comporta:

$$\{y_p\} = \{y_s\} \quad (3.33)$$

con $\{y_p\}$ vettore degli spostamenti del palo e $\{y_s\}$ vettore degli spostamenti del terreno.

Gli spostamenti del palo sono valutati utilizzando l'equazione differenziale della flessione di una trave:

$$E_p I_p \frac{d^4 y_p}{dz^4} = p D \quad (3.34)$$

Questa equazione è espressa in termini di differenze finite per gli elementi di palo da 2 ad n , ricorrendo alle apposite condizioni al contorno relative ai conci 1 (concio in testa: libero oppure impedito di ruotare) ed $n+1$ (concio alla punta: libero oppure, se incassato in roccia, impedito di ruotare e/o di traslare). Si ottengono $n-1$ equazioni, in cui gli spostamenti sono espressi in funzione delle pressioni del terreno, nella forma:

$$- \{p\} = \frac{E_p I_p n^4}{D L^4} [D] \{y_p\} + \frac{E_p I_p}{D L^4} \{A\} \quad (3.35)$$

La matrice $[D]$, di dimensioni $(n-1 \times n+1)$, dipende dalle condizioni al contorno imposte ai nodi 1 ed n , e dal vettore $\{A\}$ relativo alle condizioni di carico agenti sul palo.

Gli spostamenti dei punti del terreno, corrispondenti ai baricentri dei conci del palo, sono esprimibili secondo la formula:

$$\{y_s\} = \frac{D}{E_s} [I] \{p\} \quad (3.36)$$

in cui i termini I_{ij} della matrice $[I]$ definiscono gli effetti, in termini di spostamento sul punto i – esimo, di una forza agente in un punto j – esimo. Poiché le azioni del terreno sono rappresentate, piuttosto che da forze puntuali, da pressioni uniformi agenti su un'area rettangolare, si ricorre all'integrazione dell'equazione di Mindlin per un siffatto problema, utilizzando la formulazione ottenuta da DOUGLAS & DAVIS (1964). Nel caso di pali incassati in roccia o penetranti uno strato inferiore

molto rigido (POULOS, 1972), si propone di tenere conto dell'influenza di tale strato sui coefficienti della matrice $[J]$, ricorrendo ad un procedimento di calcolo basato sul metodo dell'immagine. RANDOLPH (1981) ha tuttavia evidenziato come, nei casi comuni, i pali caricati da azioni orizzontali si comportino come elementi *infinitamente lunghi* (HETENYI, 1946) e la loro risposta non sia influenzata dalle condizioni di vincolo alla base né dalle caratteristiche dei terreni presenti in corrispondenza della punta.

Le $n-1$ equazioni di congruenza ottenute eguagliando gli spostamenti di palo e terreno nei nodi sono affiancate dalle due equazioni di equilibrio globali alla rotazione e alla traslazione del palo. Si ottiene in tal modo il sistema di $n+1$ equazioni che consente di calcolare le $n+1$ incognite pressioni del terreno. Note queste, è possibile risalire agli spostamenti, alle rotazioni, ai momenti e ai tagli agenti sul palo.

Analisi non lineare.

La curva carichi – spostamenti per un palo reale soggetto ad azioni orizzontali è marcatamente non lineare. Inoltre, l'analisi elastica mostra come, nei pressi della testa del palo, le pressioni indotte sul terreno siano molto elevate, in particolare per pali flessibili, anche per valori di sollecitazione relativamente bassi. E' ragionevole ritenere, quindi, che si verifichi uno scorrimento relativo all'interfaccia palo – terreno quando su quest'ultimo si raggiungano determinati valori di sollecitazione. E' stata quindi formulata (POULOS, 1971a) e dettagliatamente analizzata (POULOS, 1973a) una modalità di analisi che consenta di modellare questo fenomeno, secondo una procedura analoga a quella approntata da POULOS & DAVIS (1968) per pali caricati assialmente e da SPILLERS & STOLL (1964) per pali sotto azioni orizzontali.

Le condizioni puramente elastiche del sistema permangono tali fintantoché lo stato di sollecitazione indotto nel terreno, in corrispondenza di ogni i – esimo concio, non superi un valore di soglia p_{ui} . Raggiunto tale valore, in corrispondenza di uno qualsiasi degli n conci, si ammette che in quel punto possa indursi uno scorrimento relativo; in altri termini, si rimuove l'ipotesi di congruenza in corrispondenza del concio in questione. Dal punto di vista matematico, questa ipotesi comporta l'eliminazione, dal sistema globale di equazioni, dell'equazione di congruenza corrispondente al concio *plasticizzato* e la reazione del terreno è ritenuta nota e non più variabile, pari a p_{ui} . I successivi incrementi dei carichi esterni agenti sul palo sono assorbiti solamente dai conci che permangono in condizioni di elasticità; tali incrementi continuano ad essere valutati secondo la teoria dell'elasticità. In questo modo, complessivamente, si forza il modello, basato su uno schema puramente elastico, a condurre un'analisi di tipo elastico – perfettamente plastica. Tale procedura viene reiterata, e la progressiva plasticizzazione dei conci consente nel suo complesso di ottenere l'intera curva carico – spostamento del palo. Questo procedimento non comporta errori rimarchevoli finché gli elementi che hanno

subito scorrimento non sono molti; quando ci si avvicina alle condizioni limite di rottura, invece, può risultare inadeguato (POULOS & DAVIS, 1980).

In POULOS (1971a) le analisi che prevedono lo scorrimento relativo palo – terreno sono essenzialmente di tipo qualitativo (il palo è discretizzato in soli 6 elementi), ma evidenziano l'importanza che assume, in termini di spostamenti in testa di un palo libero di ruotare, la distribuzione delle pressioni limite del terreno p_{ui} con la profondità. (figura 3.22) Lo studio parametrico (POULOS, 1973a) evidenzia l'incremento di spostamenti e rotazioni in testa del palo e delle sollecitazioni su esso agenti (momento flettente e taglio) dovuti al manifestarsi degli scorrimenti locali.

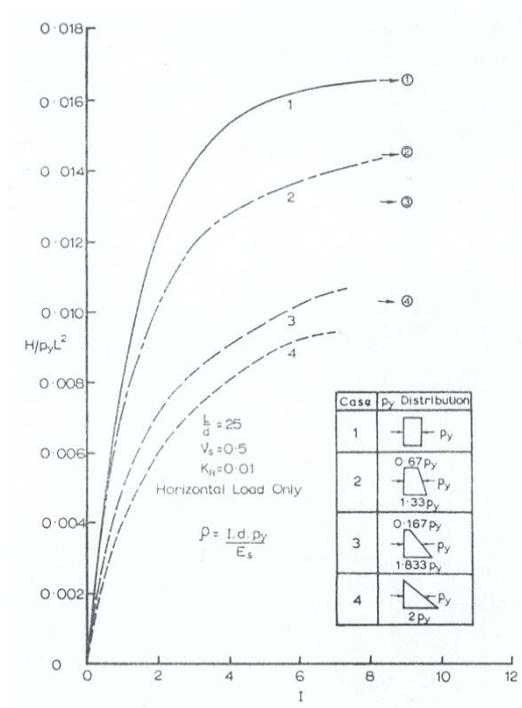


Figura 3.22. Influenza della distribuzione delle pressioni limite del terreno (indicate con p_y) sulla curva carichi – spostamenti, esposta in forma adimensionale (da Poulos, 1971a).

ANALISI DELLA COPPIA DI PALI E DEL GRUPPO

Analisi della coppia di pali.

Il terreno è modellato come un semispazio elastico, omogeneo ed isotropo, caratterizzato dai parametri E_s e ν (POULOS, 1971b). A differenza di quanto realizzato in riferimento al palo singolo, non è contemplata la possibilità di analizzare gli effetti dello scorrimento: le analisi sono realizzate esclusivamente in campo elastico. Inoltre, è preso in considerazione il solo caso di semispazio omogeneo, la cui rigidezza è costante con la profondità.

Gli aspetti fondamentali della modellazione sono analoghi a quelli del palo singolo (POULOS, 1971a): i pali sono modellati come una striscia verticale di lunghezza L , larghezza D e rigidezza flessionale $E_p I_p$; la rigidezza flessionale $E_p I_p$ assegnata alla lama è pari, nuovamente, alla rigidezza flessionale del palo reale. I pali sono suddivisi in $n+1$ elementi, di cui $n-1$ lunghi $\delta=L/n$; il primo e l'ultimo sono lunghi $\delta/2$. Nelle analisi, n è posto pari a 20 (21 elementi). Su ciascuno degli elementi agisce una pressione uniforme p_i , a rappresentare l'azione del terreno (figura 3.23). Gli assi dei due pali sono disposti ad un interasse pari ad s ; l'angolo definito dalla retta che identifica la direzione lungo cui agisce la forza orizzontale ed il segmento congiungente gli assi dei pali costituisce l'angolo di apertura β . I pali della coppia sono identici ed identicamente caricati; lo schema è dunque simmetrico. Come per il palo singolo, sono stati considerati i casi di pali liberi di ruotare in testa ed i pali con testa impedita di ruotare.

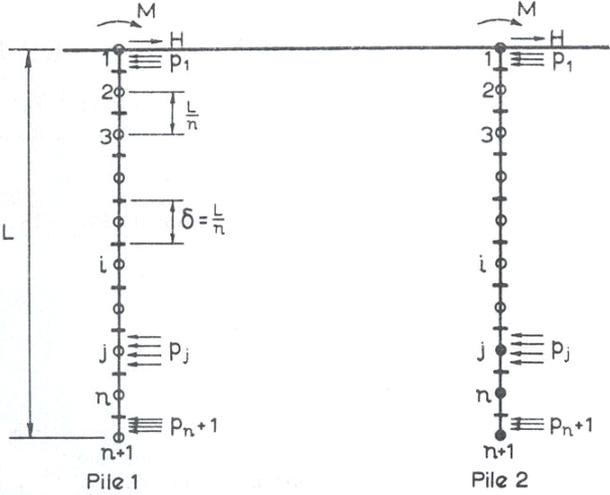


Figura 3.23. Ripartizione della coppia di pali in conci e pressioni del terreno (da Poulos, 1971b).

Il sistema di equazioni risolutivo è quello che si consegue considerando la congruenza degli spostamenti orizzontali negli $n+1$ punti di interfaccia palo – terreno e le equazioni di equilibrio alla rotazione ed alla traslazione orizzontale, in piena analogia con la trattazione relativa al palo singolo. La principale differenza risiede nel fatto che gli spostamenti del terreno, valutati in corrispondenza dei baricentri dei conci di uno dei due pali, sono questa volta forniti da (POULOS & DAVIS, 1980):

$$\{y_s\} = \frac{D}{E_s} [I_1 + I_2] \{p\} \tag{3.37}$$

dove I_{1ij} e I_{2ij} sono le componenti delle matrici $[I_1]$ ed $[I_2]$ che definiscono, rispettivamente, l'influenza dell'elemento j – esimo del palo 1 sull'elemento i – esimo del palo 1, e l'influenza dell'elemento j – esimo del palo 2 sull'elemento i – esimo del palo 1. Gli elementi della matrice $[I_1]$ sono valutati secondo le stesse modalità utilizzate per il palo singolo (integrazione dell'equazione di Mindlin secondo le formule di DOUGLAS & DAVIS, 1964). Relativamente alla matrice $[I_2]$, invece, la pressione uniforme agente su ciascun concio è sostituita da una forza puntuale, agente nel baricentro del concio considerato. Gli elementi della matrice sono ottenuti, di conseguenza, applicando direttamente l'equazione di Mindlin, senza dover ricorrere alla sua integrazione. Questa semplificazione si ritiene accettabile in ragione del fatto che, al crescere della distanza che intercorre tra il punto di applicazione della forza e il punto in cui si valuta lo spostamento, la sostituzione di una sollecitazione agente in maniera uniformemente distribuita su un'area con una forza concentrata equivalente induca approssimazioni trascurabili. La soluzione del sistema di equazioni ottenuto consente di valutare l'influenza del secondo palo sul primo, al variare dei parametri geometrici s e β . In particolare, gli effetti addizionali di spostamento e rotazione indotti sono valutati ricorrendo ai parametri α_y e α_θ , definiti *coefficienti di interazione* allo spostamento e alla rotazione, rispettivamente (POULOS, 1971b):

$$\alpha_y = \frac{\text{spostamento addizionale dovuto al palo adiacente}}{\text{spostamento del palo dovuto al carico agente su sè stesso}}$$

$$\alpha_\theta = \frac{\text{rotazione addizionale dovuta al palo adiacente}}{\text{rotazione del palo dovuta al carico agente su sè stesso}}$$

Lo spostamento (o la rotazione) di una coppia di pali può quindi essere espresso da:

$$\frac{y_{coppia}}{y_{sin\ golo}} = 1 + \alpha \tag{3.38}$$

Metodo dei coefficienti di interazione e analisi del gruppo.

Il metodo dei coefficienti di interazione è stato sviluppato da POULOS (1968) per lo studio di gruppi di pali soggetti ad azioni verticali; l'autore ne estende la trattazione al gruppo di pali sotto azioni orizzontali.

Lo studio della risposta della coppia di pali con il modello del continuo elastico integrale è stato esteso dall'autore ad un gruppo di 4 pali, identici ed identicamente caricati (figura 3.24). Stante la simmetria del problema, lo spostamento di uno qualsiasi dei 4 pali è ottenibile ricorrendo ancora al sistema di equazioni risolutivo

utilizzato per la coppia; in questo caso, tuttavia, va considerato che lo spostamento dei punti del terreno all'interfaccia con il palo è fornito da:

$$\{y_s\} = \frac{D}{E_s} [I_1 + I_2 + I_3 + I_4] \{p\} \quad (3.39)$$

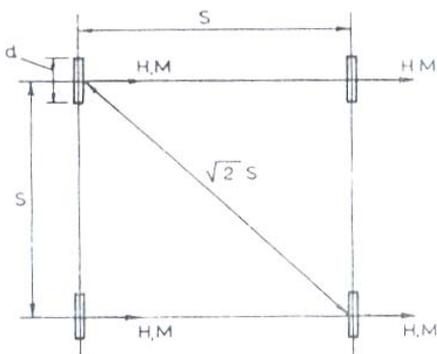


Figura 3.24. Schema del gruppo di 4 pali (da Poulos, 1971b).

dove le componenti $I_{i,j}$ delle matrici $[I_i]$ definiscono l'influenza delle forze agenti sugli elementi j – esimi del generico palo sugli spostamenti degli elementi i – esimi del palo i – esimo considerato. Lo spostamento del gruppo di 4 pali ottenuto conducendo un'analisi completa è stato confrontato con lo spostamento del gruppo ottenuto considerando applicabile il principio di sovrapposizione degli effetti. In questo secondo caso, lo spostamento del gruppo è ottenuto a partire dallo spostamento del palo singolo, cui si sommano gli incrementi di spostamento indotti dai singoli altri pali adiacenti, considerati uno per volta, secondo la formula:

$$\frac{y_{gruppo}}{y_{singolo}} = 1 + \alpha \quad (3.40)$$

con

$$\alpha = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 \quad (3.41)$$

in cui α_i sono i valori dei coefficienti di interazione ricavati considerando le interazioni tra le singole coppie di pali.

Il confronto tra gli spostamenti del gruppo ottenuti conducendo un'analisi integrale e quelli ottenuti ricorrendo al principio di sovrapposizione, al variare dei parametri geometrici e meccanici, mostra differenze molto piccole, comprese in un intervallo del $\pm 2\%$. Questa considerazione consiglia di estendere l'applicabilità del principio

di sovrapposizione degli effetti ad un gruppo generico di m pali, e di definire un metodo di analisi del gruppo basato sui coefficienti di interazione α_i . Se si considera un gruppo di m pali soggetti ad azioni orizzontali, lo spostamento di ogni k – esimo palo può quindi essere definito come:

$$y_k = \bar{y}_H \sum_{j=1}^m \alpha_{kj} H_j \quad (3.42)$$

con α_{ki} pari ad 1 per $k = i$, minore di 1 altrimenti. \bar{y}_H definisce lo spostamento unitario di riferimento, cioè lo spostamento di un palo isolato soggetto ad una forza unitaria. H_j sono le forze agenti su ciascuno degli m pali. Il carico totale H_G agente sul gruppo è espresso da:

$$H_G = \sum_{j=1}^m H_j \quad (3.43)$$

Nel caso di spostamenti uguali (struttura di collegamento infinitamente rigida, ipotesi prossima alla realtà nel caso di pali sotto azioni orizzontali), il sistema di $m+1$ equazioni appena ottenuto può essere risolto nelle m incognite forze H_j e nello spostamento del gruppo u_G , identico per tutti i pali. Nell'ipotesi in cui, invece, i carichi agenti sui pali siano tutti uguali (struttura di collegamento infinitamente flessibile), il carico agente su ciascun palo è noto:

$$H_j = \frac{H_G}{m} \quad (3.44)$$

e gli spostamenti dei singoli pali possono essere calcolati dalle equazioni relative.

3.2.3.2 METODO DI BANERJEE & DAVIES (BANERJEE & DAVIES, 1978)

Il metodo messo a punto dagli autori si propone di realizzare un'analisi elastica approssimata della risposta del palo singolo in un mezzo elastico con modulo crescente linearmente con la profondità, sotto carichi di esercizio verticali o orizzontali. L'algoritmo realizzato consiste in una versione semplificata del metodo agli elementi di contorno messo a punto in anni precedenti (BUTTERFIELD & BANERJEE, 1971a; 1971b) per lo studio del comportamento del palo singolo e del gruppo di pali soggetti ad azioni verticali; in tale caso, tuttavia, il terreno era modellato mediante un semispazio elastico omogeneo, con modulo elastico costante con la profondità. In molti casi reali, invece, il modulo cresce linearmente

con la profondità (GIBSON, 1974) ed è generalmente arduo selezionare un valore di modulo uniforme equivalente appropriato. Inoltre, studi di BANERJEE & DRISCOLL (1976) mostrano come la scelta di E equivalente dipenda dalla geometria e dalle condizioni di carico, e non solo dalle proprietà del terreno.

Il nuovo modello si propone di trattare il problema assumendo il terreno come un semispazio elastico il cui modulo E_s vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$E(z) = E_0 + mz \quad (3.45)$$

Il valore di ν è assunto costante.

Modellazione.

L'analisi del palo singolo viene condotta mediante un algoritmo agli elementi di contorno (BANERJEE & DRISCOLL, 1976). Il sistema di equazioni risolutivo è ottenuto eguagliando gli spostamenti dell'elemento palo e del terreno sulla superficie di contatto; si ottengono così delle equazioni che mettono in relazione gli spostamenti $\{y\}$ e le sollecitazioni $\{p\}$ all'interfaccia palo – terreno, tramite la matrice di coefficienti $[F]$:

$$[F]\{p\} = \{y\} \quad (3.46)$$

La soluzione finale è ottenuta considerando, in aggiunta, le equazioni che correlano lo stato di sollecitazione agente in testa al palo (forza verticale ed orizzontale, momento flettente), con gli spostamenti, verticale ed orizzontale, e la rotazione indotti alla sommità:

$$\begin{Bmatrix} w \\ y \\ \theta \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & 0 \\ f_{12} & f_{22} & 0 \\ 0 & 0 & f_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P \\ H \\ M \end{Bmatrix} \quad (3.47)$$

Per quanto il sistema di equazioni proposto sia espresso in forma globale (azione contemporanea di carichi verticali ed orizzontali), le analisi sono in realtà svolte in forma disaccoppiata.

Per applicare il metodo risolutivo, in particolare per determinare la matrice di flessibilità del terreno, è necessario integrare la funzione di Green del dominio, che è definita in termini puntuali, sulla superficie discretizzata degli elementi di interfaccia palo – terreno. L'equazione generalmente utilizzata a tali fini è l'equazione di Mindlin, la quale definisce lo spostamento in un punto di un semispazio omogeneo per effetto di una forza puntuale agente nello stesso

semispazio. Non esiste una soluzione esatta per un mezzo non omogeneo, avente rigidità variabile linearmente con la profondità. Gli autori ricorrono, in alternativa, all'espressione che fornisce lo spostamento in un punto dovuto a una forza puntuale agente sull'interfaccia di un semispazio elastico a due strati (MUKI, 1960; CHAN ET AL., 1974) (figura 3.25). L'espressione è estendibile al caso di un terreno con modulo linearmente variabile con la profondità stabilendo un criterio di determinazione dei valori equivalenti di E_{s1} ed E_{s2} da assegnare agli strati di volta in volta presi in considerazione. I valori da attribuire ad E_{s1} ed E_{s2} sono, secondo gli autori:

$$E_{s1} = E(0) + 0,5 mc$$

$$E_{s2} = \begin{cases} E(0) + 3,0 mc & \text{per } c < 0,4L \\ E(0) + m(L + 0,5 c) & \text{per } c > 0,4L \end{cases} \quad (3.48)$$

dove c è lo spessore del primo strato.

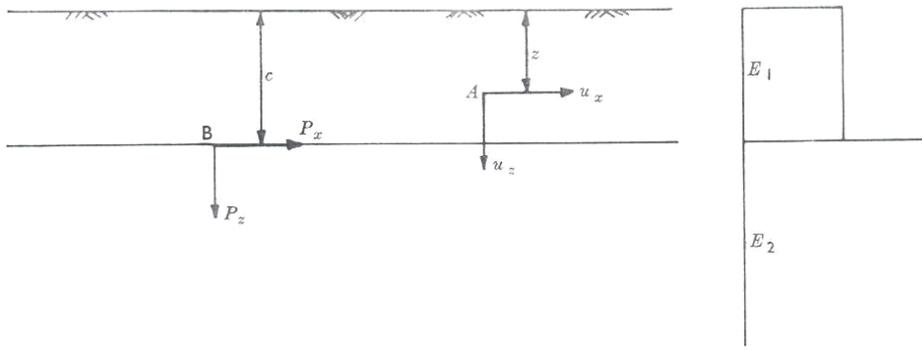


Figura 3.25. Schematizzazione del terreno come un mezzo a due strati (da Banerjee & Davies, 1978)

Fissati i valori di E , è possibile integrare l'equazione di riferimento sul dominio di interesse (DAVIES & BANERJEE, 1978). Si ritiene che l'integrazione dell'equazione che definisce lo spostamento di un punto di un semispazio a due strati per effetto di una forza applicata all'interfaccia di essi sia più appropriata a descrivere la risposta di un mezzo non omogeneo rispetto all'equazione di Mindlin, integrata ricorrendo all'approssimazione proposta da POULOS (1973a).

Nelle analisi, il palo è suddiviso in 8 elementi, per $L/D \leq 20$, o in 12 elementi, per $L/D > 20$.

3.2.3.3 METODO DI DENTE & GULLÀ (DENTE & GULLÀ, 1983)

Gli autori utilizzano il modello del continuo elastico e il metodo risolutivo agli elementi di contorno con la finalità di studiare il comportamento del palo singolo in condizioni di esercizio.

Il palo è assimilato ad una lamina, ottenuta sezionando il palo con un piano diametrale. La lamina è discretizzata in n conci, su ciascuno dei quali agiscono le tensioni di interazione con il terreno, costanti sul concio stesso (figura 3.26). Il terreno è assimilato ad un semispazio elastico. Il modello di semispazio omogeneo si ritiene possa essere appropriato solo per depositi di argille dure. Per argille normalmente consolidate e sabbie, invece, è verosimile ritenere che il modulo di rigidezza aumenti con la profondità. La definizione di un modulo omogeneo equivalente è di difficile attuazione e, inoltre, dipende dalla geometria del palo e dalle condizioni di carico (BANERJEE & DRISCOLL, 1976). Il modello di terreno adottato è dunque quello di un mezzo alla GIBSON (1974): la deformabilità aumenta linearmente con la profondità, secondo la legge $E(z) = E_0 + m z$. Il modulo di Poisson ν è assunto costante per tutto il mezzo. Per integrare l'equazione di Mindlin, che è prescelta come funzione di Green del dominio, si ricorre ad una soluzione approssimata (POULOS, 1973a): al fine di valutare lo spostamento di un punto del terreno per effetto della forza agente in un altro punto del semispazio, si utilizza il modulo di elasticità corrispondente alla quota del punto che si sposta.

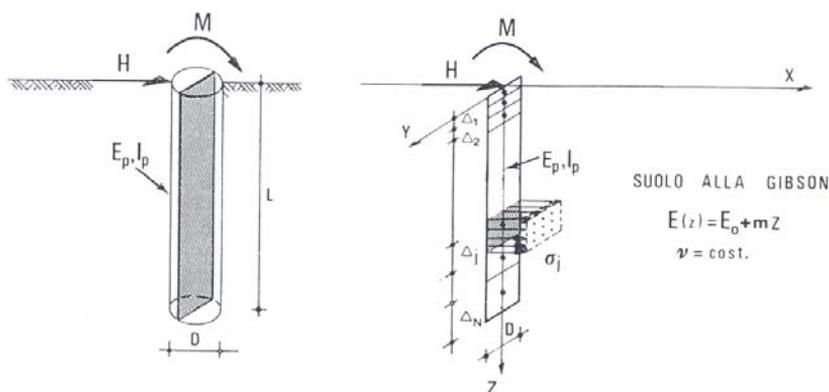


Figura 3.26. Modellazione della risposta di un palo soggetto ad azioni orizzontali
(da Dente & Gullà, 1983).

La matrice risolutiva è ottenuta eguagliando gli spostamenti di palo e terreno, espressi in termini di tensioni d'interazione, nei baricentri di ciascun concio. Alle equazioni di congruenza si aggiungono quelle di equilibrio e vincolo. Si ottiene un

sistema di $n+2$ equazioni in $n+2$ incognite (n tensioni del terreno in corrispondenza degli n conci, spostamento e rotazione in testa del palo).

La principale innovazione introdotta dagli autori nel loro modello è quella di ricorrere, per la discretizzazione del palo, ad elementi di lunghezza variabile e crescente con la profondità (EVANGELISTA, 1976; EVANGELISTA & VIGGIANI, 1976). In questo modo si tiene in conto nelle analisi del progressivo smorzamento delle interazioni palo – terreno all’allontanarsi dal piano campagna. Per descrivere il comportamento del palo sotto azioni orizzontali, dunque, si ritiene più consono utilizzare una discretizzazione accurata in corrispondenza dei primi diametri del palo, consentendo che questa diventi più grossolana al crescere della profondità, dove i valori di spostamento e sollecitazioni su palo e terreno tendono ad essere nulli. La discretizzazione non omogenea risulta funzione della snellezza del palo L/D .

3.2.3.4 METODO DI EL SHARNOUBY & NOVAK (EL SHARNOUBY & NOVAK, 1985; 1986)

Il metodo realizzato dagli autori è finalizzato allo studio della risposta di pali singoli e di gruppi di pali sottoposti ad azioni verticali o orizzontali in testa, statiche o dinamiche con basse frequenze. Il metodo considera il gruppo di pali ed il terreno come un continuo unico, in cui le condizioni di congruenza sono specificate in un numero discreto di punti. Le condizioni di congruenza sono espresse in funzione delle caratteristiche di rigidità degli elementi del sistema (palo e terreno), e sono quindi combinate fra loro al fine di fornire la matrice di rigidità generale del sistema.

Palo.

I pali si assumono di sezione circolare piena. Sezioni differenti possono essere ad essa ricondotte considerando una sezione circolare di rigidità assiali e flettenti equivalenti, e il cui raggio r sia rappresentativo della forma e dimensioni del palo effettivo. Ogni palo è suddiviso in n conci. I punti nodali, per i quali vanno specificati gli spostamenti, sono disposti sull’asse del palo; il primo e l’ultimo nodo sono posti alla testa e alla base del palo. Ogni elemento è caratterizzato da una matrice di rigidità assiale ed una flessionale e la matrice di rigidità globale è fornita dalla sovrapposizione delle matrici individuali. Nella pratica, tuttavia, le analisi sotto azioni orizzontali e verticali sono condotte in forma disaccoppiata. Per carichi orizzontali, il palo è suddiviso in 12 elementi, con lunghezza variabile. La lunghezza dell’elemento superiore è pari ad un quarto della lunghezza media degli elementi; gli altri elementi hanno dimensioni progressivamente crescenti con la profondità (figura 3.27.b).

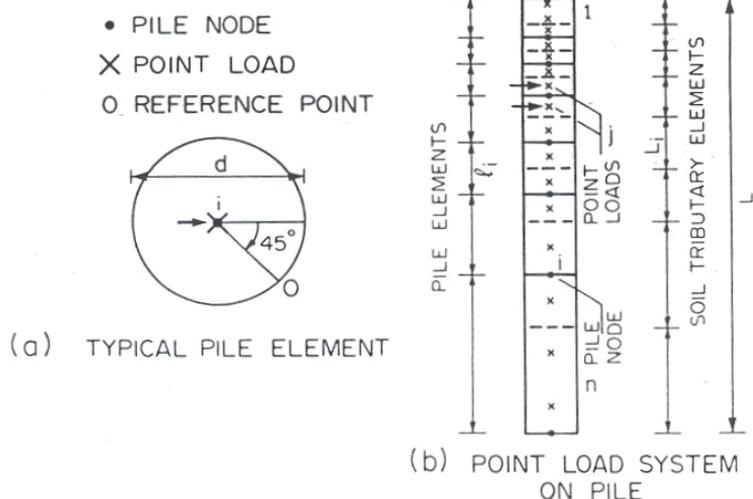


Figura 3.27. Discretizzazione del palo in conci e localizzazione delle forze nodali (da El Sharnouby & Novak, 1985).

Terreno.

La matrice di rigidità del terreno è ottenibile integrando sulla superficie del palo l'equazione di Mindlin, che definisce lo spostamento indotto in un punto del semispazio elastico da una forza puntuale interna al semispazio stesso. Gli spostamenti verticali e quelli orizzontali ortogonali alla direzione del carico sono trascurati, perché molto più piccoli di quelli nella direzione principale di spostamento, consentendo di semplificare la matrice di flessibilità del terreno.

Le soluzioni di Mindlin sono state integrate su una superficie cilindrica (pali sotto azioni verticali, POULOS & DAVIS, 1968) o piana (pali sotto azioni orizzontali, POULOS, 1971a), considerando pressioni distribuite con continuità sull' i -esimo elemento. Gli autori, soprattutto ai fini dell'analisi del comportamento di un gruppo di pali, ritengono eccessivamente onerosa la procedura di integrazione. L'approccio da essi utilizzato prevede che la matrice di flessibilità nodale del terreno sia ottenuta considerando non più una distribuzione uniforme delle azioni del terreno, ma una serie discreta di punti di carico; tale distribuzione è capace, tuttavia, di restituire dei coefficienti di interazione palo - terreno analoghi a quelli ottenibili integrando con continuità l'equazione di Mindlin. Per carichi orizzontali, la matrice di rigidità del terreno è ottenuta considerando che su ogni elemento agiscono 2 forze nodali, disposte sull'asse verticale del palo, a distanza $L_i/4$ dal bordo del concio (figura 3.27.b).

Si considera, inoltre, che lo spostamento del terreno sulla superficie del palo, ad una distanza dall'asse pari al raggio r , varia al variare del punto in cui è

considerata, poiché la reale distribuzione delle sollecitazioni del terreno su tale superficie non è né costante, né tanto meno puntuale (POULOS, 1982). La media degli spostamenti sulla superficie del palo è ritenuta pari allo spostamento del punto posto a distanza r dall'asse e a 45° dalla direzione del carico. Lo spostamento causato sul concio i – esimo dalle forze agenti sul concio j – esimo è, dunque, quello calcolato nel punto O (figura 3.27.a). Questa assunzione è valida per il palo singolo. Per pali diversi di una coppia o un gruppo, l'effetto indotto dalle forze agenti su un elemento j – esimo di palo sullo spostamento di un elemento i – esimo di un differente palo è invece riferito al punto I, asse del palo.

Il terreno può essere ricondotto ad un mezzo non omogeneo, con modulo variabile con la profondità. In tal caso la matrice di flessibilità è calcolata adottando un modulo di Young pari al valore medio tra il valore assunto nel punto – forza e quello assunto nel punto – spostamento. I profili adottati del modulo di Young sono di tre tipi: omogeneo, linearmente variabile con la profondità (terreno alla Gibson), variabile con legge parabolica. Il profilo parabolico segue l'equazione della parabola quadratica e modella un andamento del modulo di taglio del terreno in forma proporzionale alla radice quadrata della pressione di confinamento (EL SHARNOUBY & NOVAK, 1986).

Sistema di equazioni.

La matrice di rigidezza globale del sistema palo – terreno si ottiene sommando le singole matrici di rigidezza del palo e del terreno.

$$[K] = [K_s] + [K_p] \quad (3.49)$$

Si risolve quindi il sistema di equazioni

$$\{p\} = [K]\{y\} \quad (3.50)$$

in cui p è il vettore delle forze e y quello degli spostamenti.

ANALISI DEL GRUPPO DI PALI

Il modello descritto dagli autori consente di estendere lo studio della risposta alle azioni orizzontali in riferimento al palo singolo ad una coppia di pali (con conseguente possibilità di determinare i *coefficienti di interazione*, secondo la definizione di POULOS, 1971b) o ad un gruppo di pali. Le analisi sul gruppo possono essere condotte ipotizzando che l'elemento di collegamento fra i pali possa comportarsi come una struttura infinitamente rigida o infinitamente flessibile. Nel primo caso, l'ipotesi comporta che gli spostamenti in testa dei pali siano tutti uguali

fra loro e differenti risultati la distribuzione delle forze su di essi; nel secondo caso, in maniera speculare al primo, l'ipotesi consente di studiare una distribuzione nota ed in particolare uniforme delle forze sui pali ed un differente spostamento delle teste. Nel caso di un gruppo di pali soggetto ad azioni orizzontali, la rigidezza della struttura di collegamento, sollecitata nel proprio piano, è significativamente maggiore di quella flessionale dei pali; la prima delle due ipotesi (struttura di collegamento infinitamente rigida) appare verosimile.

Dal punto di vista matematico, l'analisi del gruppo viene realizzata secondo le seguenti modalità. Nell'ipotesi in cui la struttura di collegamento sia infinitamente rigida, gli spostamenti delle teste dei pali si pongono tutti uguali ed unitari. In riferimento alla figura 3.28 (l'esempio si riferisce ad un gruppo di 4 pali soggetti ad azioni verticali, ma è del tutto assimilabile al caso di pali orizzontali) il vettore spostamento $\{y\}$ si esprime nella forma:

$$\{y\} = [1, 1, 1, 1, y_5, \dots, y_n] \tag{3.51}$$

con n numero di gradi di libertà del sistema. Il vettore delle forze esterne agenti sul palo $\{p\}$ è invece espresso da:

$$\{p\} = [k_1, k_2, k_3, k_4, 0, \dots, 0] \tag{3.52}$$

con k_i costante di rigidezza del singolo i – esimo palo.

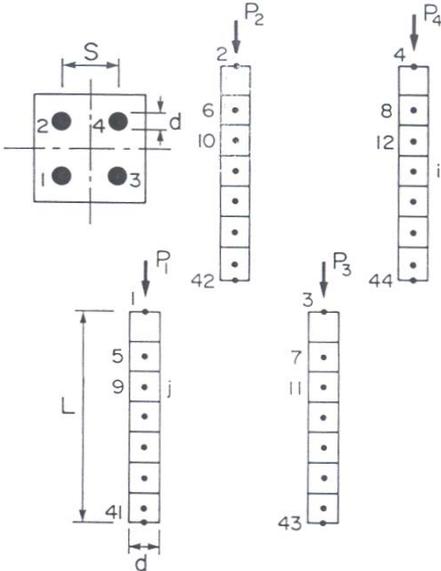


Figura 3.28. Gruppo di 4 pali soggetti ad azioni verticali (da El Sharmouby & Novak, 1985).

Sostituendo $\{y\}$ e $\{p\}$ nel sistema di equazioni, si ottengono gli spostamenti incogniti e le costanti di rigidità k_i . Note queste, è nota la rigidità globale del gruppo:

$$K_G = \sum k_i \quad (3.53)$$

dalla quale ricavare ulteriormente, noto il carico esterno agente H , lo spostamento del gruppo

$$y_G = \frac{H}{K_G} \quad (3.54)$$

e i carichi agenti sui singoli pali, per le ipotesi fatte differenti fra loro:

$$H_i = k_i y_G \quad (3.55)$$

Gli autori conducono, e pongono a confronto, analisi sul gruppo sia ricorrendo al metodo dei coefficienti di interazione sia conducendo un'analisi BEM integrale.

ANALISI NON LINEARE

La possibilità di introdurre un'analisi non lineare non è contemplata nel modello, pur essendo, questa, indispensabile per descrivere il comportamento del sistema palo – terreno ad elevati spostamenti. In forma approssimata si può ritenere di adattare i valori di E in base al livello di sollecitazione, o considerare una progressiva separazione del palo dal terreno; ciò è possibile aumentando in maniera fittizia il valore dell'eccentricità con cui è applicata la forza (EL SHARNOUBY & NOVAK, 1985). Per piccoli spostamenti, tuttavia, la teoria lineare si ritiene adeguata (NOVAK & EL SHARNOUBY, 1984).

3.2.3.5 METODO DI BUDHU & DAVIES

(DAVIES & BUDHU, 1986; BUDHU & DAVIES 1987; 1988)

Gli autori mettono a punto un metodo risolutivo che consente lo studio del sistema palo singolo – terreno sotto l'azione di un carico orizzontale, schematizzando il terreno come un mezzo elastico – perfettamente plastico. Il terreno reale, difatti, si comporta come un mezzo lineare solo a bassi livelli di tensione; quando le pressioni normali e le tensioni tangenziali presenti all'interfaccia palo – terreno superano determinati valori limite, invece, si verificano degli scorrimenti relativi. Le analisi proposte da POULOS (1971a), BANERJEE & DAVIES (1978), ma

anche RANDOLPH (1981; metodo FEM) sono prettamente elastiche, dunque strettamente ammissibili solo a livelli di sollecitazione molto bassi. La possibilità di estendere, con tali modelli, lo studio della risposta del palo sotto carichi di esercizio prevede il ricorso a valori del modulo di Young E_s del terreno bassi, riconducibili a moduli secanti. Adottando tale procedura, tuttavia, i valori dei momenti flettenti agenti sul palo risultano sottostimati. DAVIES & BUDHU (1986) introducono il ricorso ad un'analisi elastica incrementale.

Il modello viene applicato a tre tipologie di terreno differenti: argille sovraconsolidate (DAVIES & BUDHU, 1986), terreni incoerenti (BUDHU & DAVIES, 1987) e argille tenere (BUDHU & DAVIES, 1988). La principale differenza, nei tre studi, consiste nel fatto che nel primo caso (argille sovraconsolidate) si assume un modulo di Young del terreno costante con la profondità; nel secondo e nel terzo caso (sabbie e argille normalconsolidate) il modulo di Young varia linearmente con la profondità.

Modellazione.

Il metodo agli elementi di contorno prevede che sia discretizzato solamente l'interfaccia palo – terreno. Il sistema di equazioni risolutivo è ottenuto accoppiando il comportamento non lineare, in termini di carichi e spostamenti, del terreno con l'equazione flessionale del palo, modellato come una trave elastica cilindrica solida.

Palo.

Il palo è suddiviso in n segmenti cilindrici. La modellazione è estendibile a pali con sezioni non circolari (ad esempio, pali rettangolari o pali ad H), sostituendo nelle equazioni un diametro equivalente ed una rigidezza equivalente. Con buona approssimazione, si può assumere che il diametro equivalente sia pari alla larghezza del palo in direzione ortogonale alla direzione di applicazione della forza. L'assunzione di una sezione circolare equivalente può indurre degli errori dovuti all'effetto di forma del palo; si ritiene che si tratti di errori trascurabili. Quale criterio di discretizzazione si ricorre allo *unit aspect ratio*: la lunghezza di ogni segmento è pari al diametro del palo (figura 3.29). Gli spostamenti laterali medi dei segmenti di palo e le sollecitazioni su di essi agenti, valutati in corrispondenza dei punti nodali, sono legati tra loro per mezzo della teoria elementare della trave:

$$\{y_p\} = [G_p] \{p_p\} + \{B_u\} + \{B_\theta\} \quad (3.56)$$

$\{y_p\}$ è il vettore degli spostamenti del palo; $\{p_p\}$ quello delle sollecitazioni su di esso agenti e $[G_p]$ la matrice dei coefficienti ottenuta dalla teoria della trave; $\{B_u\}$ è il vettore degli spostamenti dovuti ad una traslazione laterale unitaria del palo, $\{B_\theta\}$ è il vettore degli spostamenti dovuti ad una rotazione unitaria del palo. Per definire

la matrice dei coefficienti del palo, dunque, si ricorre al metodo del vincolo ausiliario.

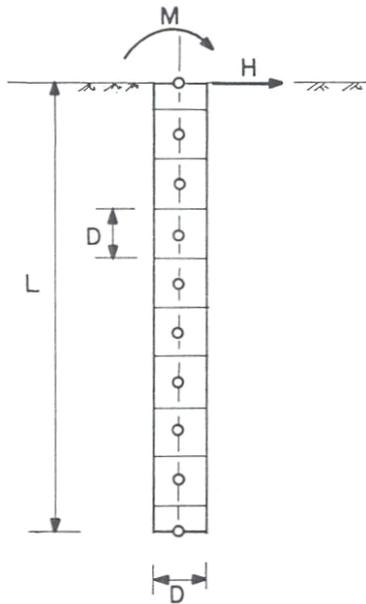


Figura 3.29. Discretizzazione del palo (da Budhu & Davies, 1987).

Terreno.

Il terreno è modellato mediante un semispazio elastico. Il modulo di Young che lo caratterizza meccanicamente è costante con la profondità (analisi sulle argille sovraconsolidate) o variabile linearmente con essa: $E_s = m z$ (argille normalconsolidate e terreni incoerenti). Le deformazioni e le sollecitazioni del terreno, all'interfaccia con il palo, sono legate dalla relazione:

$$\{y_s\} = [G_s] \cdot \{p_s\} \quad (3.57)$$

$\{y_s\}$ è il vettore degli spostamenti del terreno, $\{p_s\}$ quello delle sollecitazioni su di esso agenti. La matrice dei coefficienti $[G_s]$ è ottenuta integrando l'equazione di Mindlin. Per il caso di terreno non omogeneo, con modulo elastico variabile con la profondità, si ricorre alla soluzione approssimata proposta da POULOS (1973a). Si noti, in relazione a quest'ultimo aspetto, come gli autori non ricorrano all'integrazione dell'equazione (MUKI, 1960) che definisce lo spostamento in un punto di un semispazio costituito da due strati a differente rigidità, per effetto di una forza agente all'interfaccia di essi, come in BUTTERFIELD & DAVIES (1978), probabilmente ritenendo, a fronte di una migliore approssimazione, troppo onerosa la procedura.

Sistema di equazioni e algoritmo incrementale.

Il sistema di equazioni risolutivo è ottenuto considerando la congruenza degli spostamenti palo – terreno nei punti nodali. Alle equazioni ottenute ponendo $\{y_s\} = \{y_p\}$ si aggiungono le equazioni di equilibrio globale del palo.

Determinate le incognite sollecitazioni all'interfaccia palo – terreno, si possono ricavare gli spostamenti del palo e i momenti e tagli cui è sottoposto.

Le soluzioni ottenute in condizioni elastiche sono valide solo se lo stato di sollecitazione del terreno a contatto con il palo non viola i valori limite ad esso associati. I valori limite di sollecitazione contemplati nel modello per il terreno sono tre: una resistenza a compressione in corrispondenza della faccia anteriore del palo, una resistenza a taglio lungo le superfici laterali e una resistenza a trazione (*gap*) a tergo del palo. Il raggiungimento di valori limite di sollecitazione richiederebbe che la matrice del terreno venisse aggiornata progressivamente:

$$\{\dot{p}\} = [G_p + G_s]^{-1} \{\dot{u}\} \quad (3.58)$$

la segnatura con il punto indica quantità incrementali; la matrice $[G_s]$ andrebbe aggiornata al crescere del carico, man mano che si verificano scorrimenti; $[G_p]$ si mantiene invece invariata, poiché si assume che il palo si mantenga in campo elastico.

In realtà il problema non lineare è trattato in forma approssimata: in corrispondenza dei segmenti per i quali i criteri di scorrimento sono soddisfatti (cioè le sollecitazioni indotte sul terreno eguagliano i valori limite), non si ammettono ulteriori incrementi di carico. Questo si traduce nell'annullare, dal sistema di equazioni risolutivo, riga e colonna dell'elemento in questione, non consentendo ulteriori interazioni tra l'elemento *plasticizzato* e gli altri, per i quali permangono le condizioni di elasticità. Questa procedura assegna una rigidità nulla agli elementi sui quali si verifica scorrimento, e si traduce in una monotona riduzione della rigidità globale del sistema. Il carico è applicato incrementalmente, in modo che si plasticizzi un solo elemento alla volta.

La procedura descritta fa sì che al terreno sia associabile un comportamento di tipo elastico – perfettamente plastico. Il comportamento meccanico reale del terreno è ovviamente più complesso; modelli più sofisticati, tuttavia, richiederebbero l'utilizzo di parametri meccanici non sempre agevolmente determinabili sperimentalmente, tanto più se si considera che le disomogeneità del terreno e i complessi percorsi di carico cui è sottoposto nelle vicinanze del palo sono difficilmente riproducibili (BUDHU & DAVIES, 1987).

VALORI DI SOGLIA DELLE SOLLECITAZIONI DEL TERRENO

Come accennato, gli autori ammettono che le sollecitazioni che si registrano all'interfaccia palo – terreno siano limitate superiormente da valori di soglia. I valori limite di sollecitazione contemplati nel modello sono tre: una resistenza a compressione in corrispondenza della faccia anteriore del palo, una resistenza a taglio lungo le superfici laterali e una resistenza a trazione a tergo del palo.

Argille (DAVIES & BUDHU, 1986; BUDHU & DAVIES, 1988).

Il valore limite di resistenza a compressione, sulla faccia anteriore del palo, è posto pari a:

$$p_{uc} = N_c c_u \quad (3.59)$$

con c_u = coesione non drenata del terreno e N_c = coefficiente di carico limite. N_c è posto pari a 9 lungo l'intero sviluppo del palo per le argille sovraconsolidate. Tale ipotesi, meno conservativa rispetto alle indicazioni di BROMS (1964a), è ritenuta accettabile poiché l'assunzione $N_c = 9$ costituisce, a sua volta, una scelta cautelativa rispetto ai dati di letteratura noti (paragrafo 2.1.3). Per argille tenere, invece, si assume che N_c vari linearmente da 2 al piano campagna a 9 alla profondità di $3D$, assumendo valori costanti per profondità maggiori.

Il valore limite di resistenza a taglio lungo le superfici laterali è pari a:

$$p_{us} = \alpha c_u \quad (3.60)$$

con $\alpha = 0,5$ per argille sovraconsolidate. Il valore proposto costituisce una media dei valori ottenuti realizzando prove di carico assiale su pali in argille dure. La resistenza laterale si assume nulla per i primi 600 mm. Per argille tenere, $\alpha \sim 1$. Infine, il valore limite di resistenza a tergo del palo è posto pari a:

$$p_{ut} = K_s \gamma z \quad (3.61)$$

con γ = peso dell'unità di volume del terreno; z = quota di riferimento e K_s = coefficiente di spinta laterale del terreno. K_s è posto pari ad 1 nelle argille sovraconsolidate; tale valore è motivato dagli elevati valori delle tensioni laterali che si registrano in argille sovraconsolidate. In argille tenere il valore di K_s dipende dalla tecnologia di realizzazione del palo; per pali battuti un valore unitario appare congruo.

Il contributo complessivo delle tre tensioni limite del terreno, sommate fra loro, è sostanzialmente equivalente alla modellazione della sola resistenza a compressione

in cui il valore adottato per N_c sia più elevato, ad esempio pari ad 11 (BUDHU & DAVIES, 1988).

Sabbie (BUDHU & DAVIES, 1987).

Sulla faccia anteriore del palo il valore limite di resistenza a compressione, è posto pari a:

$$p_{uc} = K_q \gamma z \quad (3.62)$$

con γ = peso dell'unità di volume del terreno; z = quota di riferimento e K_q = coefficiente di spinta passiva del terreno, dipendente dall'angolo d'attrito ϕ e dalla profondità relativa z/D . K_q è posto pari a $4K_p$ (K_p = coefficiente di spinta passiva alla Rankine del terreno). Tale valore è più elevato di quello proposto da BROMS (1964b; $K_q = 3K_p$) ed è una ragionevole approssimazione dei valori di resistenza a carico limite proposti da BRINCH – HANSEN (1961) per angoli d'attrito superiori a 30° .

Il valore limite di resistenza a taglio lungo le superfici laterali è assunto pari a:

$$p_{us} = K_s \gamma z \tan \delta \quad (3.63)$$

Il valore limite di resistenza a tergo del palo è posto pari a:

$$p_{ut} = K_s \gamma z \quad (3.64)$$

K_s è il coefficiente di spinta laterale del terreno, δ l'angolo d'attrito all'interfaccia palo – terreno. Entrambi i coefficienti dipendono dalla tecnologia di realizzazione del palo. Poiché il contributo fornito dalla resistenza a taglio sulla superficie laterale del palo e dalla resistenza a trazione a tergo è modesto, se raffrontato alla resistenza a compressione, gli autori ritengono congruo fissare dei valori costanti di $K_s = 1$ e $\delta = 2/3 \phi$.

3.3 MODELLI DEL CONTINUO: METODI AGLI ELEMENTI FINITI

I modelli risolti con il metodo degli elementi finiti (FEM: *Finite Element Method*) prevedono la discretizzazione, in un numero finito di elementi, del volume del dominio indagato. L'applicazione di questo metodo ai problemi ingegneristici è molto diffusa, e sovente si ritiene che questo strumento sia il più idoneo a riprodurre le condizioni reali e fornire, quindi, soluzioni numeriche di riferimento.

Estese applicazioni del metodo agli elementi finiti ai problemi di ingegneria geotecnica sono rinvenibili, ad esempio, in NAYLOR & PANDE (1981), ZIENKIEWICZ & TAYLOR (1991), POTTS & ZDRAVKOVIC (1999).

La maggiore controindicazione relativa all'applicazione sistematica di questi metodi ai fini della risoluzione dei problemi geotecnici risiede nella complessità della elaborazione del reticolo di discretizzazione del dominio, da particolarizzare a seconda del caso in studio, e nella voluminosità dei calcoli richiesti per realizzare l'elaborazione numerica. Per tali ragioni, a tutto oggi, le soluzioni FEM vengono utilizzate come punti di riferimento (*benchmarks*) con cui confrontare le soluzioni dei problemi geotecnici ottenute con modelli semplificati e, quindi, più maneggevoli, al fine di stabilire la ammissibilità all'utilizzo di questi ultimi.

L'analisi del problema dei pali soggetti ad azioni orizzontali con i metodi agli elementi finiti risulta in genere più complessa e difficoltosa di altri, dal momento che lo schema geometrico è prettamente tridimensionale. A differenza dello studio del comportamento di pali singoli soggetti ad azioni verticali, ad esempio, non si possono sfruttare i vantaggi derivanti dalla presenza di una assialsimmetria dello schema.

I primi studi del comportamento di pali soggetti ad azioni orizzontali con modelli basati sul metodo degli elementi finiti contemplano l'analisi in uno schema bidimensionale (YEGIAN & WRIGHT, 1973; BAGUELIN & FRANK 1979; ROWE & POULOS, 1979), in cui viene identificato un piano di tensione (*plane strain*) ideale in corrispondenza del quale sono valutate le interazioni del palo con gli elementi circostanti. Il lavoro di ROWE & POULOS (1979) si propone di studiare l'effetto stabilizzante dei pali in presenza di frana; assumendo che il gruppo di pali sia disposto parallelamente alla frana, per un'estensione significativa, si ritiene che il problema sia analizzabile con lo schema bidimensionale con una buona approssimazione. Il lavoro di YEAGAN & WRIGHT (1973) è, invece, finalizzato alla determinazione delle curve $p - y$ del terreno.

Uno studio non semplificato del comportamento del palo singolo o, a maggior ragione, del gruppo di pali, richiede necessariamente il ricorso ad un'analisi tridimensionale. La complessità della elaborazione del reticolo FEM e la necessità di modificarlo al variare degli schemi geometrici e/o dei valori delle grandezze

meccaniche del sistema rendono difficilmente applicabili i modelli tridimensionali a degli studi parametrici.

Ciò nondimeno è possibile, nel caso del palo singolo, ricorrere, nella procedura risolutiva, all'impiego della trasformata di Fourier per scomporre le sollecitazioni e gli spostamenti del problema tridimensionale; questa procedura, applicabile in generale a schemi assialsimmetrici caricati da azioni non assialsimmetriche, consente di ricondurre la soluzione del problema tridimensionale alla soluzione di una serie di problemi bidimensionali disaccoppiati (una descrizione più dettagliata della procedura è riportata nel paragrafo 3.3.1.1). Adottando tale semplificazione, è possibile condurre delle analisi parametriche anche con modelli agli elementi finiti. Gli studi condotti accoppiando il metodo degli elementi finiti con l'utilizzo della trasformata di Fourier sono svolti in campo elastico (KUHLEMEYER, 1979a; RANDOLPH, 1981). Mediante il ricorso ad elementi di interfaccia è altresì possibile modellare scorrimenti relativi tra gli elementi del palo ed il terreno e condurre un'analisi di tipo non lineare (DESAI & APPEL, 1976).

Le analisi di tipo parametrico relative al comportamento del palo singolo, condotte con il metodo degli elementi finiti in congiunzione con lo sviluppo in serie di Fourier sono riconducibili a KUHLEMEYER (1979a), RANDOLPH (1981), KRISHNAN ET AL. (1983) e CHOW (1987); i metodi proposti sono descritti nel paragrafo 3.3.1. Il terreno è modellato come un continuo elastico.

RANDOLPH (1981), utilizzando il metodo dei coefficienti di interazione (POULOS, 1971b; paragrafo 3.2.2) e CHOW (1987), ricorrendo ad un'analisi separata di palo e terreno, hanno esteso i risultati delle analisi condotte sul palo singolo alla trattazione dei gruppi di pali.

Nella tabella 3.8 si riassumono le tipologie di studio realizzate dagli autori.

	palo singolo	coppia o gruppo
Kuhlemeyer (1979a)	Sì	NO
Randolph (1981)	Sì	Sì
Krishnan et al. (1983)	Sì	NO
Chow (1987)	Sì	Sì

Tabella 3.8. Studi parametrici realizzati con il modello del continuo elastico ed il metodo agli elementi finiti.

3.3.1 CONTINUO ELASTICO: ESEMPI DI LETTERATURA

3.3.1.1 ANALISI DI KUHLEMEYER (1979a)

L'autore presenta uno studio agli elementi finiti del comportamento dei pali sospesi soggetti ad azioni orizzontali, sia in campo statico sia in campo dinamico. Le analisi sono realizzate in un semispazio elastico omogeneo, oppure in uno strato elastico, di spessore h e modulo E_1 , sovrastante un semispazio omogeneo con modulo elastico E_2 . La formulazione cui si fa ricorso è quella applicabile a corpi elastici assialsimmetrici caricati in modo non assialsimmetrico; una soluzione agli elementi finiti per problemi di questa natura è fornita originariamente da WILSON (1965), ed è accuratamente esposta in lavori successivi come, ad esempio, in ZIENKIEWICZ & TAYLOR (1991).

La procedura risolutiva in questione si applica in molti problemi fisici quando la geometria e le proprietà dei materiali non variano lungo una direzione, mentre le condizioni di carico, in quella stessa direzione, variano. In tali circostanze non è possibile condurre un'analisi bidimensionale del problema, del tipo *plane strain*, e dovrebbe a rigore essere condotto uno studio prettamente tridimensionale. L'onerosità delle elaborazioni di un'analisi tridimensionale, tuttavia, è sovente molto elevata. Per ovviare a ciò, si risolve un problema *sostitutivo*, che ignora la direzione lungo la quale le proprietà geometriche e meccaniche non variano, e che consente di rappresentare la risposta reale come una serie di soluzioni semplificate, ottenute in uno schema bidimensionale. Le basi matematiche di questo procedimento sono le seguenti: in un dominio tridimensionale, gli spostamenti degli elementi del reticolo possono essere scomposti ricorrendo all'espansione in serie di Fourier nelle sole due direzioni lungo le quali le proprietà, geometriche e meccaniche, non sono costanti. Le forze vengono anch'esse scomposte ricorrendo allo sviluppo in serie di Fourier.

Nel caso di un palo soggetto ad una forza orizzontale, la direzione lungo la quale le caratteristiche meccaniche e geometriche non variano è quella relativa alla coordinata angolare, identificata dall'angolo θ ; le direzioni lungo le quali gli spostamenti e la forza agente sono scomposti, dunque, sono la direzione z , parallela all'asse del palo, e la direzione radiale r , ortogonale all'asse del palo (figura 3.30).

Ciò che si osserva è che l' i -esimo termine armonico in cui la forza è stata scomposta influenza la sola componente i -esima della risposta del sistema, e non dà contributo sugli altri termini di spostamento (proprietà di ortogonalità). In questo modo, per ogni termine armonico in cui la forza esterna è scomposta, è necessario risolvere un solo sistema di equazioni; il problema, originariamente tridimensionale, si riconduce così ad una serie di problemi bidimensionali non accoppiati. La soluzione tende a quella esatta quanto più accurata è la

discretizzazione del dominio nelle sole due direzioni lungo le quali le proprietà meccaniche non sono costanti, dunque r e z .

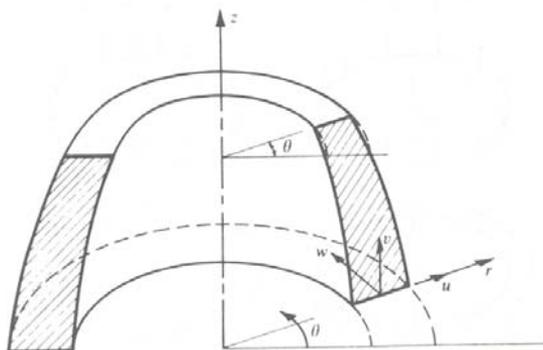


Figura 3.30. Solido assialsimmetrico: coordinate e componenti di spostamenti (da Zienkiewicz & Taylor, 1991).

Gli elementi utilizzati nelle analisi dell'autore sono di forma rettangolare, con 4 nodi negli spigoli (figura 3.31); ciascuno dei nodi ha 3 gradi di libertà (spostamenti lungo r , z e θ) e conseguentemente la matrice di rigidezza dell'elemento è di dimensioni 12×12 (URLICH & KUHLEMEYER, 1973). La matrice di rigidezza è ottenuta modificando l'originaria procedura di integrazione indicata da WILSON (1965) – quest'ultimo utilizzava elementi triangolari – per elementi assialsimmetrici caricati in maniera non assialsimmetrica. Ai fini della descrizione del comportamento di travi e pali, difatti, l'elemento quadrato originario presenta una rigidezza flessionale eccessiva (KUHLEMEYER, 1979b). Perché possa divenire un elemento idoneo a modellare il comportamento di strutture a trave, è necessario ottenere la matrice di rigidezza dell'elemento procedendo ad una tecnica di integrazione ridotta (ZIENKIEWICZ ET AL., 1971): l'integrazione della matrice di rigidezza avviene in due fasi, separando i contributi dell'energia di deformazione dovuta al taglio e dell'energia di deformazione dovuta alle tensioni normali.

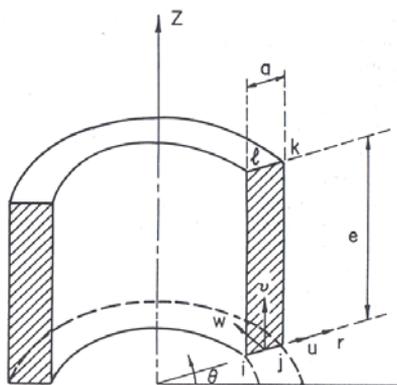


Figura 3.31. Elemento rettangolare a 4 nodi (da Kuhlemeyer, 1979b).

Nel condurre le analisi, l'autore identifica nel palo una *lunghezza efficace*, diversa dalla lunghezza reale del palo, definendola come la lunghezza oltre la quale la risposta globale del palo alle forze agenti in testa risulta invariata. La definizione di tale lunghezza assume rilevanza notevole ai fini della definizione del reticolo FEM. Le indicazioni fornite dall'autore (KUHLEMEYER, 1979a) sono le seguenti:

1. in direzione radiale il reticolo si estende per lunghezze non superiori a 3 volte la lunghezza efficace del palo;
2. in direzione verticale, un reticolo che si estende per lunghezze pari a 2 volte la lunghezza efficace comporta approssimazioni massime, nella determinazione degli spostamenti radiali, del 5%; l'errore scende al 2% se il reticolo si estende a 3 volte la lunghezza efficace;
3. gli elementi del reticolo, in direzione verticale e per un'estensione pari a due volte la lunghezza efficace, devono avere dimensioni inferiori ad almeno 1/5 della lunghezza efficace.

3.3.1.2 ANALISI DI RANDOLPH (1981)

Il modello agli elementi finiti utilizzato dall'autore si propone di realizzare un'analisi parametrica sul comportamento di *pali flessibili*, immersi in un continuo elastico, soggetti ad azioni orizzontali. Lo studio parametrico è condotto sia in un mezzo omogeneo, sia in un mezzo con rigidità variabile con la profondità. In quest'ultimo caso, il modulo di taglio del terreno è fornito dalla legge $G = m z$.

I risultati delle analisi sono utilizzati per sviluppare espressioni che forniscono i valori dei coefficienti di interazione tra pali adiacenti, mediante i quali estendere lo studio del palo singolo al gruppo.

La definizione di *pali flessibili* si riconduce a quella di *pali infinitamente lunghi*, fornita da HETENYI (1946). Questi ha ottenuto soluzioni in forma chiusa del problema di una trave elastica caricata ad un'estremità sulla quale agiscono, a modellare l'azione del terreno, molle indipendenti con rigidità uniforme. Le soluzioni relative allo spostamento e alla rotazione in una delle due estremità della trave, per effetto di una forza o un momento agenti sulla stessa estremità, per un dato valore di rigidità flessionale EI del palo e rigidità k delle molle elastiche, risultano indipendenti dalla lunghezza totale del palo, identificando un comportamento *infinitamente lungo* dello stesso. Per similitudine, RANDOLPH (1981) definisce una *lunghezza critica* oltre la quale il palo è definito *flessibile*. Per il valore assunto da tale lunghezza, si veda al paragrafo 3.4.1.

La formulazione agli elementi finiti utilizzata è praticamente analoga a quella descritta in KUHLEMEYER, 1979a (paragrafo 3.3.1.1). La differenza sostanziale nella modellazione risiede nel fatto che l'autore ha fatto ricorso ad elementi

triangolari lineari di tensione; in tal modo non si rende più necessario, ai fini della determinazione della matrice di rigidezza dell'elemento, il ricorso a tecniche di integrazione ridotta su elementi rettangolari (KUHLEMEYER, 1979b).

ANALISI DEL GRUPPO DI PALI

Le soluzioni ottenute dall'autore sul palo singolo sono estese alla trattazione dei gruppi di pali con interassi ridotti ricorrendo al metodo dei coefficienti di interazione (POULOS, 1971b). Il coefficiente di interazione è definito come l'incremento frazionale di spostamento (o di rotazione) di un palo dovuto alla presenza di un altro palo caricato analogamente. Lo spostamento dell' i -esimo palo di un gruppo di n pali, è definito quindi da:

$$y_i = \frac{1}{k} \sum_{j=1}^n \alpha_{ij} H_j \quad (3.65)$$

dove k è la rigidezza del singolo palo, α_{ij} sono i fattori di interazione tra il palo i -esimo ed il j -esimo (minori di 1 per $i \neq j$, pari ad 1 per $i = j$) e H_j sono i carichi agenti sul palo j -esimo. I fattori α_{ij} sono determinati dall'autore considerando gli spostamenti indotti dal palo singolo caricato in testa da una forza orizzontale nei punti di terreno circostanti, al variare della distanza, dell'angolo formato con la retta che definisce la direzione del carico (*angolo di apertura*), dei parametri meccanici.

3.3.1.3 ANALISI DI KRISHNAN ET AL. (1983)

Il problema studiato è quello di un palo portante di punta, libero di ruotare in testa, immerso in un terreno non omogeneo con rigidezza variabile linearmente con la profondità. Lo studio è condotto con una formulazione agli elementi finiti di tipo dinamico (BLANEY ET AL., 1976). L'aspetto interessante della procedura è che, facendo tendere a zero la frequenza di vibrazione, si ottengono soluzioni statiche del problema. Le soluzioni statiche ottenute si rivelano in accordo con RANDOLPH (1981), e non sono necessariamente limitate al campo dei pali flessibili.

Il palo è circolare, di diametro D e di lunghezza L , immerso in un terreno non omogeneo di spessore $h = L$, al di sotto del quale è presente uno strato rigido (figura 3.32). Il palo è un elemento linearmente elastico, con modulo di rigidezza E_p e massa ρ_p , ed è incastrato alla base. Il terreno è un mezzo lineare isteretico, con modulo di Young variabile linearmente con la profondità secondo la legge:

$$E(z) = E_s \frac{z}{D} \quad (3.66)$$

con E_s modulo del terreno alla profondità di un diametro. Il coefficiente di Poisson ν è costante e arbitrario, ρ_s è la densità del terreno. Le caratteristiche dissipative del terreno, quando soggetto a deformazioni dinamiche, sono rappresentate da un rapporto di smorzamento isteretico $\beta(z)$, indipendente dalla frequenza e funzione della profondità.

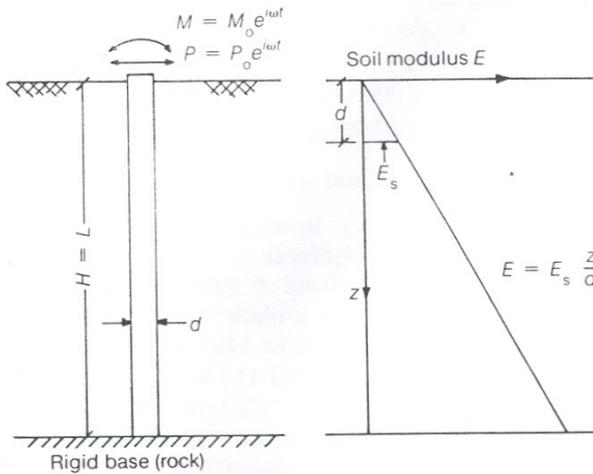


Figura 3.32. Schema di analisi (da Krishnan et al., 1983).

Il mezzo con rigidità variabile linearmente con la profondità è stato scelto a seguito degli studi di GIBSON (1967; 1974). E' il modello più semplice di terreno non omogeneo, poiché prevede il ricorso ad un solo parametro, e rappresenta molti profili di terreno reali con buona accuratezza. Ad esempio, nelle argille normalconsolidate, il modulo E_u non drenato, proporzionale alla tensione efficace, è linearmente crescente con la profondità. Il mezzo alla Gibson, inoltre, consente di tenere indirettamente conto della non linearità del terreno, poiché induce ad utilizzare valori secanti di E_s ridotti (KRISHNAN ET AL., 1983). Utilizzando un valore basso di E_s si portano in conto, indirettamente, gli effetti peggiorativi sull'entità degli spostamenti del palo dovuti all'insorgere di scorrimenti relativi palo – terreno, non modellati in questa analisi.

Il palo è soggetto a una forza armonica orizzontale $H = H_0 \exp(i\omega t)$ e/o un momento $M = M_0 \exp(i\omega t)$, con una frequenza circolare $\omega = 2\pi f$, con f espresso in Hz. P_0 ed M_0 sono le ampiezze di forza e momento applicati. Spostamento e rotazione in testa sono espressi secondo le formule:

$$\begin{aligned}
 y(0) &= y_0(0)\exp(i\omega t + \psi_1) \\
 \theta(0) &= \theta_0(0)\exp(i\omega t + \psi_2)
 \end{aligned}
 \tag{3.67}$$

con $y_0(0)$ e $\theta_0(0)$ ampiezze dello spostamento in testa e della rotazione, ψ_1 e ψ_2 differenze di fase tra la sollecitazione e la risposta. Ai fini degli interessi della presente Tesi, i soli risultati delle analisi statiche (frequenza di vibrazione delle sollecitazioni esterne nulla) sono presi in considerazione.

La formulazione agli elementi finiti utilizzata è quella proposta da BLANEY ET AL. (1976). La geometria del sistema è rappresentata da una regione cilindrica finita, che circonda il palo, unita al *far-field* mediante elementi di estensione semi-infinita (figura 3.33). La regione cilindrica è modellata tramite elementi toroidali, i quali hanno 3 gradi di libertà per nodo. Particolari accortezze sono state riservate alla modellazione degli elementi di contorno del dominio e alle loro modalità di assorbimento delle onde d'energia generate dal palo (KAUSEL ET AL., 1975). Per superare la complessità dell'analisi tridimensionale, carichi, tensioni e spostamenti sono sviluppati in serie di Fourier nella direzione radiale (WILSON, 1965); solo i termini del primo ordine della serie risultano necessari a condurre l'analisi. Il problema tridimensionale è così ricondotto ad uno bidimensionale. La stessa semplificazione è stata adottata da KUHLEMEYER (1979a) e RANDOLPH (1981) (vedi paragrafo 3.3.1.1).

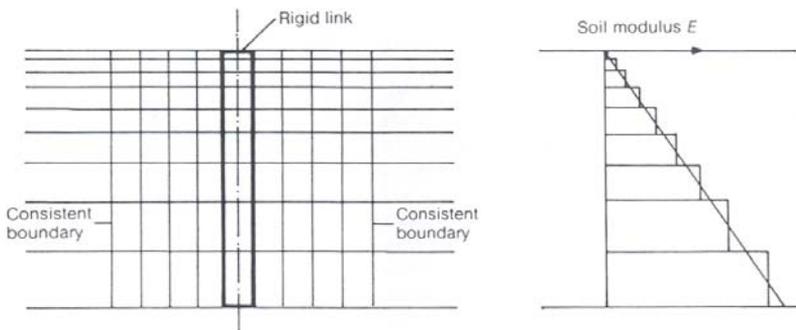


Figura 3.33. Discretizzazione agli elementi finiti (da Krishnan et al., 1983).

Le considerazioni sulla lunghezza efficace dei pali (paragrafo 3.4.1) mostrano come, per quanto il reticolo adottato da KRISHNAN ET AL. (1983) sia tale che $h = L$ (lo spessore del volume modellato è pari alla lunghezza del palo, e non si estende al di sotto), i risultati ottenuti siano effettivamente utilizzabili al fine di descrivere il comportamento dei pali *flessibili*. Per questi, infatti, la lunghezza reale del palo è una grandezza ininfluyente, di conseguenza anche la condizione di vincolo alla base del palo non influisce sulla sua risposta in testa. Considerazioni

analoghe sono ascrivibili al modello di CHOW (1987), per il quale analogamente si assume $h = L$.

3.3.1.4 ANALISI DI CHOW (1987)

Il modello realizzato è finalizzato allo studio del comportamento di pali, singoli ed in gruppo, soggetti ad azioni verticali o orizzontali (le analisi presentate sono disaccoppiate) in un mezzo non omogeneo.

Il modello proposto costituisce un'evoluzione di precedenti modelli dello stesso autore (CHOW, 1986; LEUNG & CHOW, 1987), in cui lo studio del palo singolo viene realizzato con il metodo delle curve di trasferimento (CHOW, 1986; pali sotto azioni verticali) o con quello delle curve $p - y$ (LEUNG & CHOW, 1987; pali sotto azioni orizzontali), mentre le interazioni del gruppo di pali sono studiate con un modello di continuo elastico e l'equazione di Mindlin. Gli effetti generati dalla presenza di un terreno non omogeneo, con rigidezza variabile con la profondità, sono valutati solo in forma approssimata.

Il modello di CHOW (1987), basato sulla teoria elastica è, nuovamente, un ibrido. Il problema dell'interazione palo - terreno - palo è decomposto in due sistemi separatamente analizzati e ricondotto poi al sistema originario mediante considerazioni di congruenza. Le matrici di rigidezza dei due sistemi separati sono determinate, entrambe, con una procedura agli elementi finiti. I due sistemi sono (figura 3.34): 1) il gruppo di pali, o il palo singolo, sollecitato da carichi esterni $\{Q\}$ e dalle forze di interazione col terreno $\{P_p\}$; 2) un terreno continuo stratificato sollecitato da un sistema di forze di interazione palo - terreno $\{P_s\}$, agenti sul contorno dell'interfaccia immaginario palo - terreno.

Il palo è un elemento elastico caratterizzato da un modulo di Young E_p (sebbene sarebbe più corretto utilizzare un modulo pari alla differenza $E_p - E_s$). Il terreno è anch'esso un mezzo elastico, la cui rigidezza varia con continuità con z (in forma parabolica o lineare). Non sono considerate variazioni delle proprietà del terreno in direzione orizzontale.

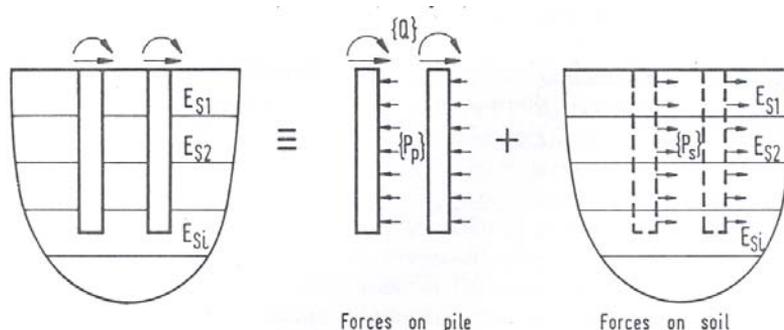


Figura 3.34. Sistema palo - terreno sotto azioni orizzontali (da Chow., 1987).

Pali.

I pali sono di sezione circolare, di raggio r e lunghezza L . Sono ripartiti in elementi discreti; il terreno posto all'interfaccia con il palo risulta conseguentemente discretizzato, e la sua azione su ciascun elemento di palo è uniformemente distribuita (azioni verticali o orizzontali, a seconda del caso in esame). Il sistema di equazioni che caratterizza il palo è il seguente:

$$[K_p] \{y_p\} = \{Q\} + \{P_p\} \quad (3.68)$$

La matrice di rigidezza $[K_p]$ assiale o flessionale del palo è determinata ricorrendo a soluzioni note ottenute con il metodo agli elementi finiti (SMITH & GRIFFITH, 1982).

Per carichi sotto azioni orizzontali, i pali sono discretizzati in 15 elementi con differenti spessori; quelli di dimensioni minori sono posti in prossimità del piano campagna.

Terreno.

Lo spostamento del terreno in un nodo i – esimo per effetto della forza agente sullo stesso nodo e sugli altri nodi del sistema può essere ottenuta per sovrapposizione degli effetti ed espressa mediante la formula:

$$y_{si} = \sum_{j=1}^n f_{ij} P_{sj} \quad (3.69)$$

f_{ij} sono i coefficienti flessibilità del terreno, n il numero di nodi presenti e P_{sj} le forze di interazione palo – terreno agenti sul nodo j – esimo. In termini matriciali l'equazione diviene:

$$\{y_s\} = [F_s] \{P_s\} \quad (3.70)$$

oppure, invertendo la matrice di flessibilità, ed esprimendo le equazioni in termini di matrice di rigidezza, si ottiene:

$$\{P_s\} = [K_s] \{y_s\} \quad (3.71)$$

Il calcolo dei coefficienti f_{ij} della matrice di flessibilità del terreno viene condotto con una procedura agli elementi finiti. Considerando i pali come elementi cilindrici, l'analisi è realizzata ricorrendo allo sviluppo in serie di Fourier degli spostamenti e delle sollecitazioni del sistema, una procedura matematica che consente di semplificare l'analisi agli elementi finiti tridimensionale e di ricondurla ad una serie di analisi bidimensionali (paragrafo 3.3.1.1). Un carico unitario, agente in maniera uniformemente distribuita, viene considerato su una regione

corrispondente ad un elemento dell'interfaccia immaginaria palo – terreno. I carichi unitari sono considerati uno per volta, alle differenti quote, e consentono di ottenere gli spostamenti nodali in tutti i punti del sistema (figura 3.34). Con questa procedura è possibile considerare, anche, gli spostamenti indotti da una forza distribuita agente sulla superficie di un generico palo i – esimo sull'interfaccia immaginario di un palo j – esimo. L'analisi è quindi estendibile al gruppo di pali, mantenendo invariata l'assialsimmetria del problema e quindi la sua relativa semplicità di soluzione computazionale.

Gli spostamenti nodali sono ricondotti agli spostamenti degli elementi utilizzando la relazione:

$$y = \{N\}^T \{y_e\} \quad (3.72)$$

Dove N è la funzione di forma degli elementi isoparametrici del reticolo e y_e è il vettore degli spostamenti nodali. Gli spostamenti ottenuti nel terreno per effetto dei singoli carichi unitari costituiscono gli elementi della matrice di flessibilità del terreno $[F_s]$. Le soluzioni elementari sono ottenute una volta per tutte (ad esempio, SMITH & GRIFFITH, 1982) e sono poi utilizzabili per studiare il comportamento dei gruppi di pali con differenti geometrie.

L'accuratezza della soluzione è legata alle modalità di discretizzazione del dominio. Nelle analisi si fa ricorso ad elementi rettangolari isoparametrici. Il contorno laterale del dominio è posto ad una distanza minima pari a due volte la lunghezza del palo. Gli effetti di una rigidezza del terreno variabile con continuità con la profondità possono agevolmente essere incorporati nel processo di integrazione e nella conseguente determinazione della matrice di rigidezza.

Una procedura simile a quella dell'autore (la separazione dello studio del comportamento del palo e del terreno) era stata proposta da BALAAM ET AL. (1975) per lo studio del palo singolo soggetto a carichi assiali. Nel determinare la matrice di flessibilità del terreno, viene considerato un *buco* cilindrico in corrispondenza della localizzazione del palo. L'estensione di tale procedura al gruppo di pali, tuttavia, violerebbe le condizioni di assialsimmetria dello schema geometrico, impedendo la trattazione semplificata ottenibile utilizzando la trasformata di Fourier.

Sistema di equazioni risolutivo.

L'equilibrio delle forze di interazione agenti all'interfaccia palo – terreno consente di porre:

$$\{P_s\} = -\{P_p\} \quad (3.73)$$

e la per la compatibilità delle deformazioni, sempre all'interfaccia:

$$\{y_s\} = \{y_p\} \quad (3.74)$$

Il sistema di equazioni risolutivo del sistema globale palo – terreno, si pone quindi nella forma:

$$([K_p] + [K_s])\{u_p\} = \{Q\} \quad (3.75)$$

La matrice di rigidezza dei pali è una matrice bandata; quella del terreno è invece pienamente popolata. Lo studio del comportamento del gruppo di pali sotto azioni verticali e orizzontali è disaccoppiato: le equazioni di compatibilità riguardano, quindi, solamente gli spostamenti in direzione verticale o orizzontale, rispettivamente. Relativamente al caso di azioni orizzontali, la rigidezza rotazionale del terreno non è presa in considerazione, conseguentemente gli elementi della matrice flessionale del terreno $[F_s]$ corrispondenti ai gradi di libertà rotazionale dei pali sono nulli. La procedura presentata consente di tenere in conto l'effetto irrigidente generato dai pali nel gruppo.

3.3.2 CONTINUO DEFORMABILE: CENNI

In letteratura, evidentemente, sono reperibili studi realizzati con il metodo agli elementi finiti che hanno risolto il problema del palo, o del gruppo di pali, caricato da azioni orizzontali in uno schema prettamente tridimensionale. Spesso tali studi abbandonano l'ipotesi di rappresentare il terreno come un continuo elastico, ricorrendo a modellazioni più prossime al comportamento reale del terreno.

Questi studi sono in genere finalizzati all'analisi di aspetti specifici del problema dei pali sotto azioni orizzontali. La complessità del modello e delle elaborazioni non consente, difatti, analisi parametriche estese. In questo paragrafo si ritiene opportuno fare cenno, a titolo di esempio, ad alcuni studi recenti, ritenuti particolarmente significativi.

BROWN & SHIE (1990a) studiano la risposta del palo singolo considerando deformazioni plastiche nel terreno e prevedendo un distacco dello stesso (*gap*) a tergo del palo. I modelli costitutivi utilizzati includono il modello elasto – plastico ed il modello di Drucker – Prager. Elementi di interfaccia consentono scorrimenti relativi palo – terreno e la separazione a tergo. I dati ottenuti con siffatta modellazione sono successivamente utilizzati al fine definire andamenti di curve $p - y$ e di valutare gli effetti, su tali andamenti, di fattori quali il grado di vincolo in

testa, lo stato tensionale del terreno in sito, l'attrito all'interfaccia palo – terreno (BROWN & SHIE, 1991).

Gli stessi autori (BROWN & SHIE, 1990b) utilizzano il medesimo modello di palo e terreno per studiare gli effetti di interazione tra pali. L'analisi è rivolta ad indagare la risposta di una singola fila di pali, indefinitamente estesa, e di una coppia di file, anch'esse infinitamente estese. L'interasse relativo tra i pali varia fra $2D$ e $10D$ (D = diametro del palo). Lo studio della coppia di file evidenzia una significativa riduzione della rigidità della seconda fila rispetto alla prima, in accordo con le osservazioni sperimentali (paragrafo 2.2.3). I risultati ottenuti sono utilizzati, anche in questo caso, per definire criteri di adattamento delle curve $p - y$ al caso di gruppi di pali.

YANG & JEREMIĆ (2002) conducono, sul palo singolo, uno studio simile. Anche in questo caso il modello costitutivo adottato per il terreno è quello di un mezzo elasto – plastico (modello di Von Mises) oppure quello di Drucker – Prager, con legge di flusso non associato. Il modulo di Young del terreno varia, al crescere della pressione di confinamento, con legge parabolica. Il fine della analisi FEM tridimensionale condotta è quello di generare delle curve $p - y$ per il terreno così rappresentato e di porle a confronto con curve ottenute sperimentalmente in casi reali.

Gli autori estendono successivamente la trattazione al problema del gruppo di pali (YANG & JEREMIĆ, 2003). In particolare, sono studiate le risposte di un gruppo di dimensioni 3×3 ed un gruppo di dimensioni 3×4 , in sabbia. Specifica attenzione è rivolta al calcolo dei momenti flettenti agenti sui pali, sia in direzione parallela a quella di azione del carico, sia in direzione ad essa ortogonale. Un esempio della distribuzione dei carichi ottenuta sulle file del gruppo 3×4 è riportata in figura 3.35.

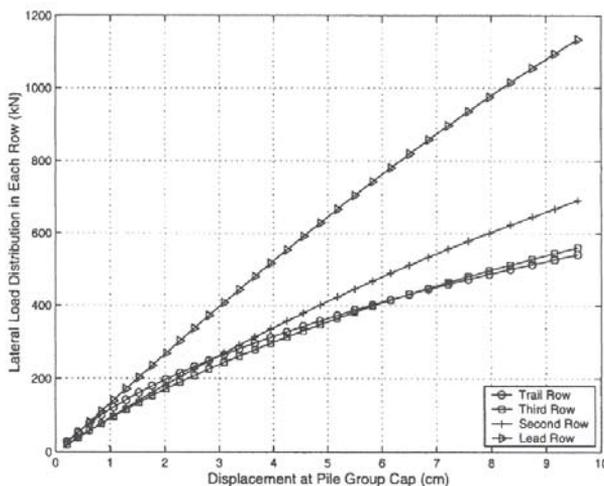


Figura 3.35. Curve carichi – spostamenti analitiche per le file di un gruppo di pali 3×4 in sabbie (da Yang & Jeremic, 2003).

WAKAI ET AL. (1999) ricorrono ad un modello agli elementi finiti tridimensionale per interpretare, a ritroso, i risultati ottenuti su gruppi di 9 pali modello disposti secondo configurazioni 3 x 3, con testa sia libera sia impedita di ruotare. Il terreno è un mezzo elastico – perfettamente plastico il cui legame costitutivo si riconduce al modello di Drucker – Prager.

Altri studi di riferimento in questo campo sono, ad esempio, quelli di MUQTADIR & DESAI (1986), TROCHANIS ET AL. (1991), KIMURA ET AL. (1995).

3.4 RISULTATI DELLE ANALISI PARAMETRICHE

In questo paragrafo sono messi a confronto e commentati i risultati delle analisi parametriche condotte sul palo singolo e sulla coppia di pali soggetti ad azioni orizzontali, realizzate con il modello del continuo elastico. Gli studi più significativi, ai quali si fa riferimento, sono nel complesso nove, 5 relativi a metodi agli elementi di contorno (POULOS 1971a, 1971b, 1973a e POULOS & DAVIS 1980; BANERJEE & DAVIES, 1978; DENTE & GULLÀ, 1983; EL SHARNOUBY & NOVAK, 1985, 1986; DAVIES & BUDHU 1986 e BUDHU & DAVIES 1987, 1988) e 4 relativi agli elementi finiti (KUHLEMEYER, 1979a; RANDOLPH, 1981; KRISHNAN ET AL., 1983; CHOW, 1987). I principi di modellazione che sottendono le citate analisi sono stati descritti in dettaglio nei paragrafi 3.2 e 3.3.

Gli studi parametrici hanno consentito di evidenziare gli aspetti tipici della risposta del sistema palo – terreno al variare delle grandezze geometriche e meccaniche del problema. Tali evidenze sono qualitativamente coincidenti fra loro. Per tale ragione si è ritenuto utile esporre in un unico paragrafo i risultati e le considerazioni degli autori.

La simbologia adottata nei singoli studi è ovviamente differente; per i parametri che assumono un significato analogo si è ritenuto opportuno uniformarla, al fine di rendere più chiara l'esposizione.

3.4.1 PALO SINGOLO

Le analisi parametriche condotte sul palo singolo sono state realizzate considerando i seguenti possibili schemi:

- azione agente in testa: forza orizzontale o coppia applicata;
- vincolo in testa al palo: libero oppure impedito di ruotare;
- omogeneità del terreno: modulo di Young costante oppure variabile con la profondità;
- modalità di analisi: lineare oppure non lineare.

Si precisa che l'analisi non lineare, definita di tipo elastico – perfettamente plastico da alcuni autori, è in realtà un'analisi lineare in cui si impongono dei valori limite di sollecitazione all'interfaccia palo – terreno. Raggiunti tali valori limite in corrispondenza di uno dei conci, si abbandona l'ipotesi di congruenza per quello specifico elemento; gli ulteriori incrementi di carico sono sopportati dagli altri conci, ancora regolati da un comportamento elastico. Questa procedura si traduce in una progressiva diminuzione della rigidezza del sistema e si manifesta in una risposta di tipo non lineare alle crescenti sollecitazioni esterne.

La tabella 3.9 riassume le tipologie di analisi condotte dagli autori nei 9 studi di riferimento per le analisi parametriche.

autore	ANALISI LINEARE				ANALISI NON LINEARE			
	(1)	(2)	(3)	(4)	(1)	(2)	(3)	(4)
Poulos (1971a, 1973a)	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	NO
Banerjee & Davies (1978)	Si	Si	Si	Si	NO	NO	NO	NO
Dente & Gullà (1983)	Si	Si	Si	Si	NO	NO	NO	NO
El Sharnouby & Novak (1985, 1986)	Si	Si	Si	Si	NO	NO	NO	NO
Budhu & Davies (1986, 1987, 1988)	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si	Si
Kuhlemeyer (1979a)	Si	NO	Si	NO	NO	NO	NO	NO
Randolph (1981)	Si	Si	Si	Si	NO	NO	NO	NO
Krishnan et al. (1983)	NO	Si	Si	Si	NO	NO	NO	NO
Chow (1987)	Si	Si	Si	Si	NO	NO	NO	NO

- (1): Terreno omogeneo;
(2): terreno non omogeneo;
(3): palo libero di ruotare;
(4): palo impedito di ruotare.

Tabella 3.9. Tipologie delle analisi parametriche.

Per completezza, si aggiunge che KUHLEMEYER (1979a) ha condotto anche analisi relative alla risposta di un palo immerso uno strato elastico di spessore finito disposto al di sopra di un semispazio elastico; sono presi in considerazione diversi rapporti di rigidità relativi tra i due mezzi e diversi spessori dello strato elastico.

3.4.1.1 ANALISI ELASTICA

SPOSTAMENTI E ROTAZIONI

Le grandezze che più significativamente sono rappresentative della risposta del sistema palo – terreno in un'analisi elastica sono, per il palo libero di ruotare:

- lo spostamento in testa;
- la rotazione in testa;
- il momento massimo agente.

Per il palo impedito di ruotare in testa:

- lo spostamento in testa;
- il momento massimo (agente in corrispondenza dell'incastro di testa).

Al fine di esporre i risultati ottenuti mediante le analisi parametriche in forme agevolmente interpretabili e rappresentabili, gli andamenti di spostamenti e rotazioni sono usualmente presentati sotto forma di coefficienti adimensionali, definiti *fattori di influenza*, e quindi rappresentati mediante grafici o mediante formule analitiche.

In un mezzo omogeneo, per un palo libero di ruotare in testa, soggetto contemporaneamente ad una forza orizzontale H e ad una coppia M , lo spostamento orizzontale in testa y e la rotazione in testa θ sono espressi rispettivamente da (POULOS, 1971a; BANERJEE & DAVIES, 1978):

$$y = I_{yH} \frac{H}{E_s L} + I_{yM} \frac{M}{E_s L^2} \quad (3.76)$$

$$\theta = I_{\theta H} \frac{H}{E_s L^2} + I_{\theta M} \frac{M}{E_s L^3} \quad (3.77)$$

Per un palo impedito di ruotare in testa, lo spostamento è espresso da (POULOS, 1971a; BANERJEE & DAVIES, 1978):

$$y = I_{yF} \frac{H}{E_s L} \quad (3.78)$$

I coefficienti I_{yH} , I_{yM} , $I_{\theta H}$, $I_{\theta M}$ e I_{yF} sono i sopraccitati fattori di influenza che definiscono, rispettivamente:

- I_{yH} : il fattore di influenza dello spostamento per una forza orizzontale agente al piano campagna;
- I_{yM} : il fattore di influenza dello spostamento per una coppia agente in testa;
- $I_{\theta H}$: il fattore di influenza della rotazione per una forza orizzontale agente al piano campagna;
- $I_{\theta M}$: il fattore di influenza della rotazione per una coppia agente in testa;
- I_{yF} : il fattore di influenza dello spostamento di un palo incastrato in testa soggetto ad una forza orizzontale.

In forma del tutto analoga, in un mezzo con rigidità variabile linearmente con la profondità, spostamenti e rotazioni di un palo libero di ruotare in testa sono esprimibili da (POULOS, 1973a; BANERJEE & DAVIES, 1978):

$$y = \frac{H}{mL^2} \left(I'_{yH} + I'_{yM} \frac{e}{L} \right) \quad (3.79)$$

$$\theta = \frac{H}{mL^3} \left(I'_{\theta H} + I'_{\theta M} \frac{e}{L} \right) \quad (3.80)$$

in cui si è posto $e = \text{eccentricità} = M/H$. Per un palo impedito di ruotare in testa:

$$y = \frac{H}{mL^2} I'_{yF} \quad (3.81)$$

m definisce il coefficiente angolare di incremento di E con la profondità, secondo la legge:

$$E(z) = m z. \quad (3.82)$$

I coefficienti I'_{yH} , I'_{yM} , $I'_{\theta H}$, $I'_{\theta M}$ e I'_{yF} assumono significati del tutto analoghi a quelli citati in precedenza, in riferimento, questa volta, ad un mezzo alla Gibson.

Per il teorema di reciprocità, i valori assunti da $I_{\theta H}$ (rotazione in testa al palo dovuta all'azione di una forza orizzontale) devono risultare uguali ai valori assunti da I_{yM} (spostamento in testa al palo dovuto all'azione di una coppia); allo stesso modo deve risultare $I'_{\theta H} = I'_{yM}$. Una comparazione tra i valori ottenuti, nelle analisi parametriche, da queste coppie di coefficienti fornisce una importante indicazione sulla affidabilità della modellazione adottata, in particolare sulla corretta modalità di integrazione della funzione di Mindlin e sulla accuratezza della discretizzazione del sistema palo – terreno. Nelle analisi di POULOS (1971a) il teorema di reciprocità ($I_{\theta H} = I_{yM}$) risulta soddisfatto con errori inferiori al 5% nella maggior parte dei casi; per pali molto flessibili, tuttavia, le discrepanze fra $I_{\theta H}$ e I_{yM} raggiungono il 10 ÷ 15%.

La verifica di tale teorema assume rilevanza ancor maggiore quando è riferita a terreni non omogenei, per i quali il modulo di elasticità varia linearmente con la profondità ($I'_{\theta H} = I'_{yM}$). Per estendere l'applicabilità della funzione di Mindlin, a rigore valida solo per mezzi con modulo di Young costante, a mezzi con modulo di elasticità variabile, si ricorre infatti ad una soluzione approssimata, proposta da POULOS (1979a). Tale approssimazione matematica può rivelarsi eccessiva per eterogeneità marcate. DENTE & GULLÀ (1983) osservano come, effettivamente, lo scarto tra i due coefficienti aumenti al diminuire del parametro di omogeneità χ del terreno (equazione 3.95), cioè al crescere della variabilità di E con la profondità terreno ($\chi = 0$ definisce un mezzo alla Gibson; $\chi = 1$ un mezzo omogeneo). Il ricorso ad una discretizzazione del palo variabile con la profondità, in cui le dimensioni dei conci sono minori in prossimità del piano campagna,

contribuisce a contenere le differenze, che oscillano tra il 3 – 5% per $\chi = 0,5$, salgono intorno al 7% per $\chi = 0$, fino a punte del 16% per $\chi = 0$ e pali molto flessibili. Ad ogni modo, la compromissione del principio di reciprocità, pur aumentando al crescere della eterogeneità del terreno, non pare tale da pregiudicare i risultati delle analisi (DENTE & GULLÀ, 1983).

L'andamento dei *fattori di influenza* è rappresentato in funzione dei parametri geometrici e meccanici del sistema palo – terreno più significativi; alla luce delle analisi condotte, i fattori di maggiore rilevanza sono identificati nella *rigidezza relativa* palo – terreno, e la *snellezza* del palo L/D (POULOS, 1971a).

La rigidezza relativa palo – terreno è il parametro che maggiormente influenza la risposta del palo in campo elastico. Negli studi più datati (POULOS 1971a; 1973a; BANERJEE & DAVIES, 1978) la rigidezza relativa palo terreno viene definita come:

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \quad (3.83)$$

per un mezzo con rigidezza costante con la profondità, e

$$K_R = \frac{E_p I_p}{mL^5} \quad (3.84)$$

per un mezzo con rigidezza variabile linearmente con la profondità.

Alcuni dei risultati ottenuti da POULOS (1971a; 1973a; riportati poi in POULOS & DAVIS, 1980) e da BANERJEE & DAVIES (1978) sono esposti nelle figure 3.36 – 3.43. In BANERJEE & DAVIES (1978) le curve sono funzione del *coefficiente di disomogeneità* χ (equazione 3.94); la snellezza del palo L/D è pari a 20, ma si ritiene che le curve ottenute siano estendibili con buona approssimazione a pali con snellezze maggiori.

Valori tipici di K_R , per diverse tipologie di palo (in calcestruzzo, acciaio, legno) e terreno (da argille tenere a sabbie dense) sono indicati in POULOS (1971a, terreni omogenei) e indicativamente compresi fra $1,2 \cdot 10^{-5}$ e $5,0 \cdot 10^{-1}$. I pali comunemente incontrati nella pratica assumono valori di $K_R \sim 10^{-4}$ (BANERJEE & DAVIES, 1978).

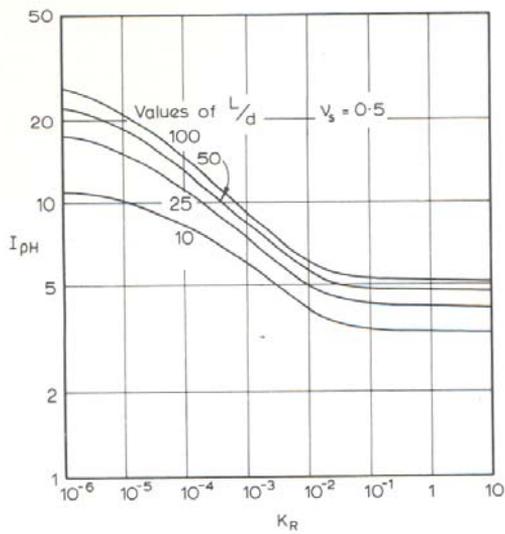


Figura 3.36. Andamento del coefficiente $I_{\rho H}$ (da Poulos & Davis, 1980).

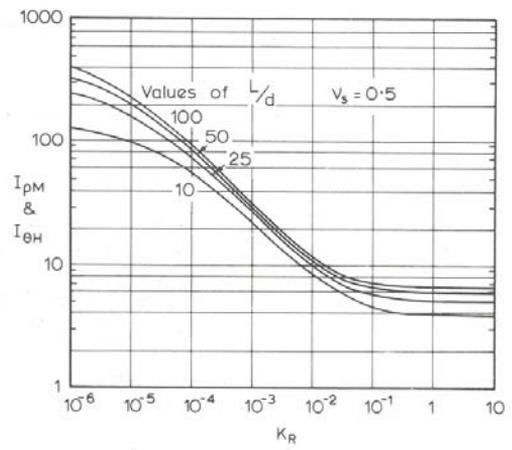


Figura 3.37. Andamento dei coefficienti I_{yM} e $I_{\theta H}$ (da Poulos & Davis, 1980).

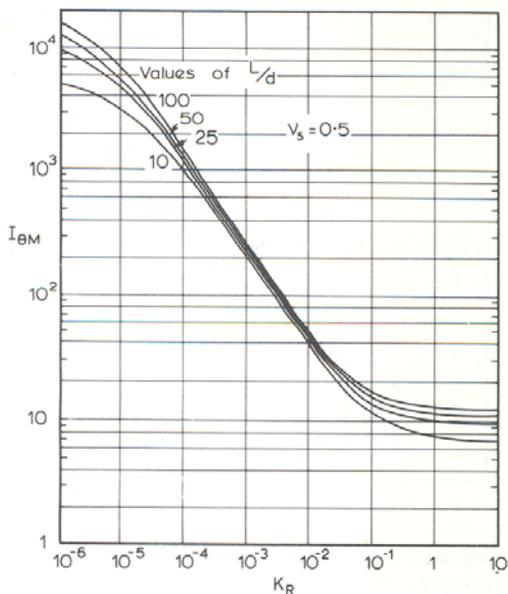


Figura 3.38. Andamento del coefficiente $I_{\theta M}$ (da Poulos & Davis, 1980).

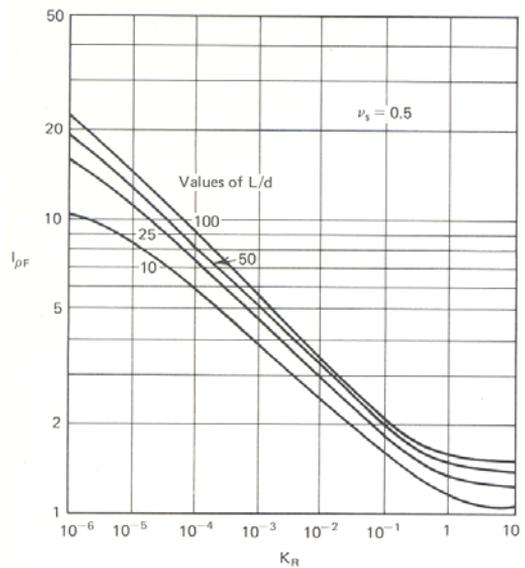


Figura 3.39. Andamento del coefficiente I_{yF} (da Poulos & Davis, 1980).

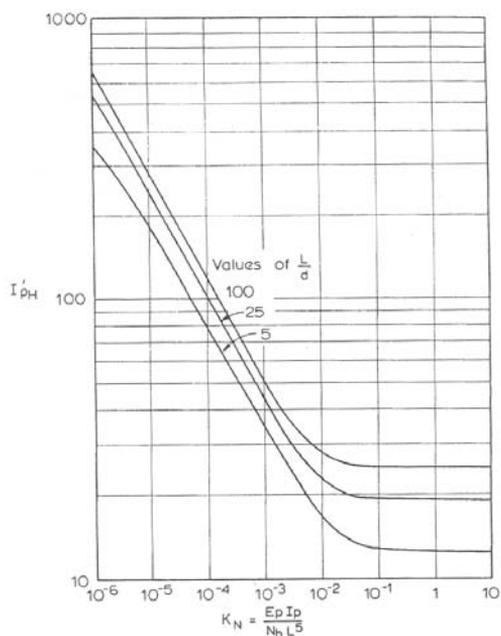


Figura 3.40. Andamento del coefficiente I'_{yH} (da Poulos, 1973a).

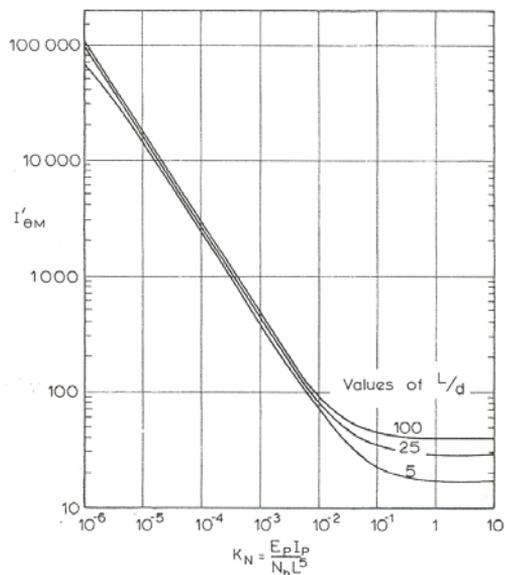


Figura 3.41. Andamento del coefficiente $I'_{\theta M}$ (da Poulos, 1973a).

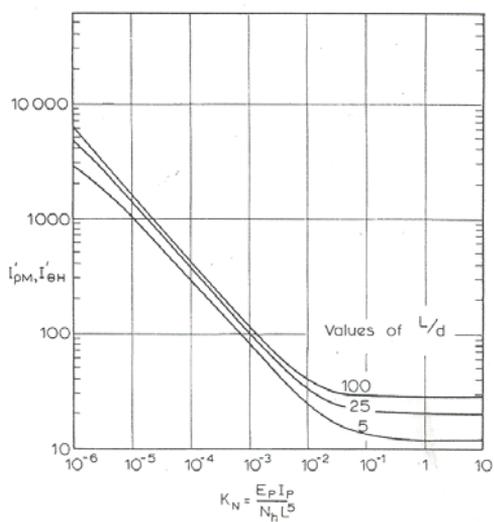


Figura 3.42. Andamento dei coefficienti I'_{yM} e $I'_{\theta H}$ (da Poulos, 1973a).

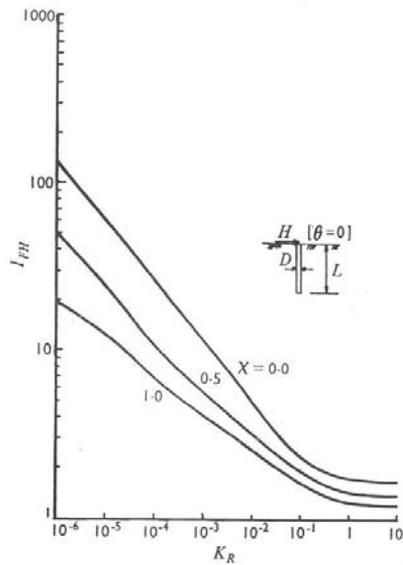
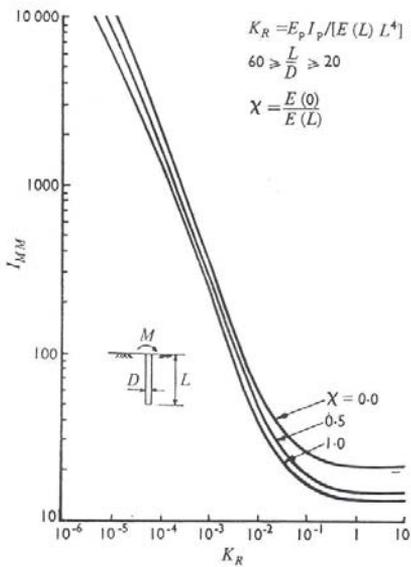
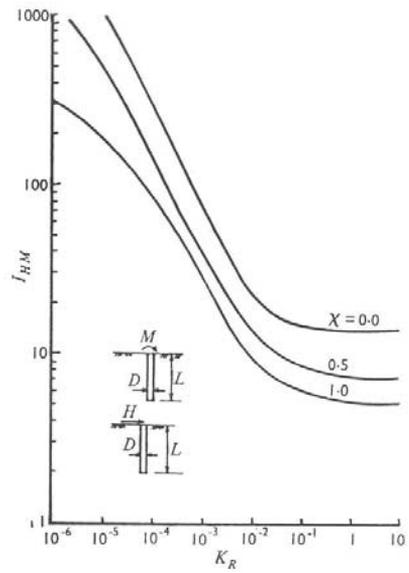
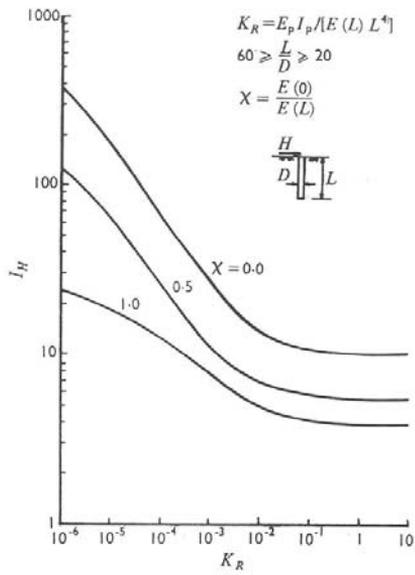


Figura 3.43. Andamento dei coefficienti I_{yH} , I_{yM} , $I_{\theta M}$ e I_{yF} per mezzi omogenei ($\chi = 1$), alla Gibson ($\chi = 0$) e con caratteristiche intermedie ($\chi = 0,5$); (da Banerjee & Davies, 1978).

LUNGHEZZA CRITICA

Gli studi parametrici di KUHLEMEYER (1979a) e soprattutto RANDOLPH (1981) hanno evidenziato come, nelle applicazioni pratiche, raramente i pali caricati da azioni orizzontali si deformano lungo la loro intera lunghezza. Le deformazioni, e conseguentemente le sollecitazioni di momento e taglio indotte sui pali, si riducono a valori trascurabili a partire da pochi diametri al di sotto del piano campagna, tipicamente meno di 10. Di conseguenza, ai fini della risposta globale del palo, la sua lunghezza totale è raramente un parametro rilevante.

KUHLEMEYER (1979a) per primo ha introdotto il concetto di *lunghezza efficace* di un palo, definendola come la massima lunghezza che influenza la risposta del palo in testa. Questi, ponendo a confronto i risultati delle analisi parametriche condotte in un mezzo omogeneo da POULOS (1971a; 1972) nei casi, rispettivamente, di palo sospeso e di palo vincolato alla base, ha constatato come la risposta ottenuta in testa, in termini di spostamento e rotazione, risulti coincidente per un ampio campo di valori di K_R , e fino a valori massimi pari a circa $K_R = 10^{-2}$ per I_{yH} e a circa $K_R = 5 \cdot 10^{-2}$ per $I_{\theta H}$ e $I_{\theta M}$ (figura 3.44). A partire da tali valori limite di K_R , l'autore ha ricavato i valori di *snellezza efficace* L/r in funzione del rapporto E_p/E_s (figura 3.45). I pali con snellezza superiore a quella efficace non risultano essere condizionati, nella risposta, dalla condizione di vincolo alla base. Le indicazioni ottenute a riguardo della lunghezza critica (o della snellezza critica, se adimensionalizzati) sono state utilizzate dall'autore ai fini della definizione del reticolo del modello agli elementi finiti.

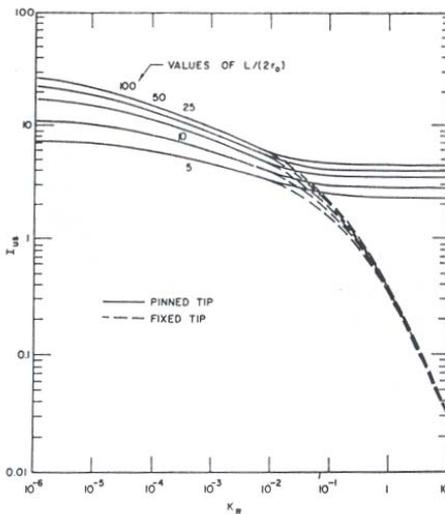


Figura 3.44. Confronto fra i coefficienti I_{yH} ottenuti da Poulos per pali con base libera oppure incastrata (da Kuhlemeyer, 1979a).

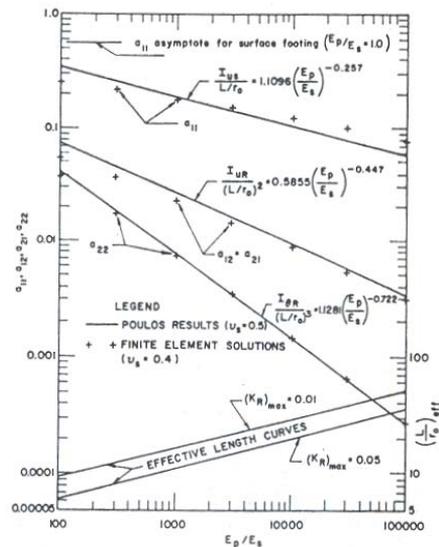


Figura 3.45. Determinazione della snellezza efficace (da Kuhlemeyer, 1979a).

Sulla base delle indicazioni fornite da KUHLEMEYER (1979a), RANDOLPH (1981) introduce la definizione di pali *flessibili*, cui si è soliti fare riferimento nello studio di pali sotto azioni orizzontali.

La definizione di RANDOLPH (1981) scaturisce da un'analogia con la definizione di *pali infinitamente lunghi* di HETENYI (1946). Questi ha prodotto delle soluzioni in forma chiusa relative alla risposta, in termini di spostamenti e rotazioni, di un elemento trave elastico caricato da condizioni di carico diverse, e vincolato da una serie di molle indipendenti di rigidezza costante ed uguale k [F/L^2] = $K \cdot D$ (K = coefficiente di reazione del terreno [F/L^3], D = diametro del palo). Nel caso di una forza agente all'estremità dell'elemento, HETENYI (1946) identifica una *lunghezza critica* al di là della quale la lunghezza effettiva dell'elemento trave non influenza la risposta dell'estremità in cui la sollecitazione (forza o coppia) è applicata, inducendo la trave a comportarsi come un elemento *infinitamente lungo*. Nello studio di HETENYI (1946), realizzato con il metodo a molle, il valore della lunghezza critica L_c è posto pari a:

$$L_c = 4 \cdot \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{k}} \quad (3.85)$$

RANDOLPH (1981) introduce a sua volta un valore di *lunghezza critica*, riferita questa volta ad un modello di continuo elastico, il cui significato è tuttavia analogo a quello dei suoi predecessori: pali con lunghezza effettiva superiore a quella critica si comportano allo stesso modo, quando caricati da azioni orizzontali. I pali la cui lunghezza effettiva supera tale lunghezza critica sono definiti *flessibili*. La lunghezza critica (in forma adimensionale definita *snellezza critica*) è fornita da:

$$\frac{L_c}{r} = 2 \cdot \left(\frac{E_p}{G^*} \right)^{2/7} \quad (3.86)$$

per un mezzo elastico omogeneo e da:

$$\frac{L_c}{r} = 2 \cdot \left(\frac{E_p}{m^* r} \right)^{2/9} \quad (3.87)$$

per un mezzo con rigidezza variabile linearmente con la profondità.

Nelle formule illustrate, G^* è il modulo di taglio del terreno corretto in funzione del modulo di Poisson ν :

$$G^* = G \left(1 + \frac{3\nu}{4} \right) \quad (3.88)$$

e analogamente m^* è il coefficiente angolare di incremento di G con la profondità ($G(z) = m z$), corretto anch'esso in funzione del modulo di Poisson ν :

$$m^* = m \left(1 + \frac{3\nu}{4} \right) \quad (3.89)$$

Le considerazioni introdotte da RANDOLPH (1981) sono confermate dagli studi parametrici successivi. KRISHNAN ET AL (1983), limitatamente ad un terreno con rigidità variabile con la profondità, identificano la lunghezza effettiva come il valore al di sotto del quale gli spostamenti dei punti del palo sono inferiori ad un millesimo dello spostamento in testa. Pali con $L > L_c$ sono definiti, ancora una volta, flessibili, e si comportano allo stesso modo, indipendentemente dalla loro lunghezza reale. La figura 3.46 evidenzia come effettivamente i fattori di influenza non siano condizionati dalla snellezza L/D del palo, eccezion fatta per i pali molto corti e rigidi (dunque pali che non rientrano nella categoria dei flessibili). Il valore di lunghezza efficace è riferito al parametro I_{yH} , il parametro che meno velocemente degli altri diviene ininfluente rispetto alla lunghezza reale L (o alla snellezza L/D) del palo. Il valore di L_c è dunque quello critico. In figura 3.47 sono posti a confronto i valori di lunghezza effettiva proposti da RANDOLPH (1981) e KRISHNAN ET AL. (1983) in cui è evidente l'accordo degli autori.

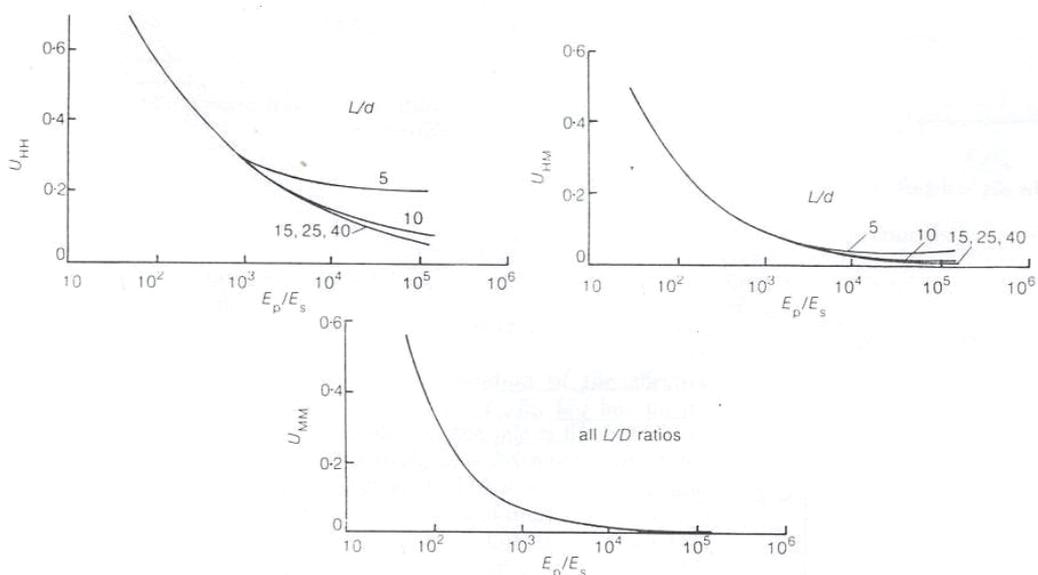


Figura 3.46. Andamento dei fattori di influenza I'_{yH} , I'_{yM} , e $I'_{\theta M}$ al variare della snellezza L/D (da Krishnan et al., 1983).

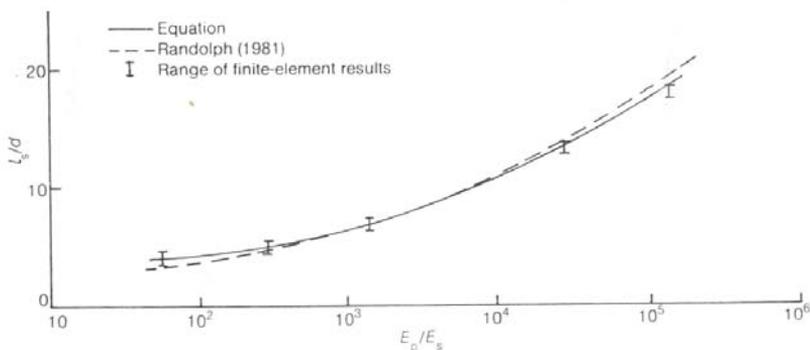


Figura 3.47. Lunghezza critica del palo: confronto fra Krishnan et al. (1983) e Randolph (1981); (da Krishnan et al., 1983).

A considerazioni analoghe giungono anche DAVIES & BUDHU (1986) – mezzo omogeneo – e BUDHU & DAVIES (1987, 1988) – mezzo alla Gibson –. La figura 3.48 e la figura 3.49 sono nuovamente indicative della invariabilità del valore assunto dal fattore I_{yH} per pali con snellezze $L/D > 20$, su tutto il campo di variabilità di $K = E_p/E_s$.

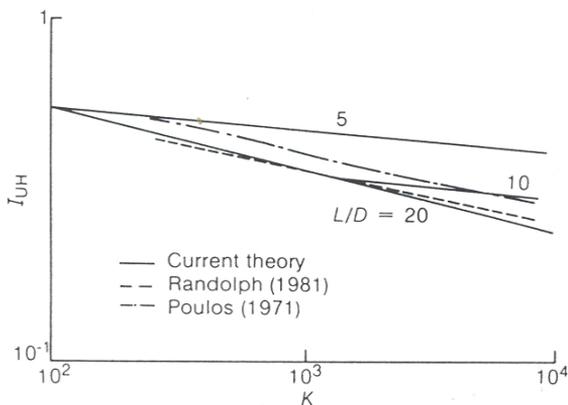


Figura 3.48. Andamento del fattore di influenza I_{yH} al variare della snellezza L/D in un mezzo omogeneo (da Davies & Budhu, 1986).

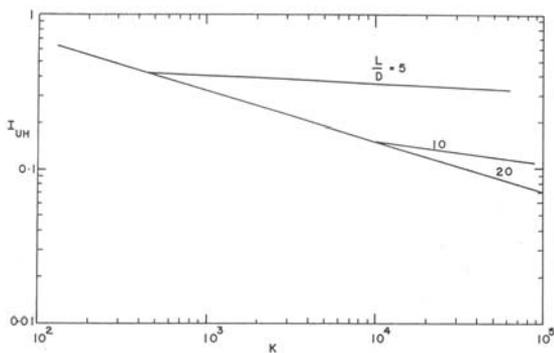


Figura 3.49. Andamento del fattore di influenza I'_{yH} al variare della snellezza L/D in un mezzo alla Gibson (da Budhu & Davies, 1988).

Nella tabella 3.10 sono esposte le formule indicate dagli autori citati per la determinazione della lunghezza efficace L_c .

autore	LUNGHEZZA EFFICACE	
	Terreno omogeneo	Terreno non omogeneo
Randolph (1981)	$\frac{L_c}{D} = \left(\frac{E_p}{G^*} \right)^{2/7}$	$\frac{L_c}{D} = \left(\frac{E_p}{m^* r} \right)^{2/9}$
Krishnan et al. (1983)	---	$\frac{L_c}{D} = 1,45 \cdot \left(\frac{E_p}{mD} \right)^{0,21}$
Davies & Budhu (1986) Budhu & Davies (1987)	$\frac{L_c}{D} = 0,50 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{4/11}$	$\frac{L_c}{D} = 1,30 \cdot \left(\frac{E_p}{mD} \right)^{2/9}$

Tabella 3.10. Valori della lunghezza critica del palo.

La constatazione che la maggior parte dei pali reali si comporta come un palo flessibile ha conseguenze rilevanti sulla modalità di rappresentazione dei risultati delle analisi parametriche. Relativamente ai parametri identificati da POULOS (1971a) come quelli che più significativamente condizionano la risposta del palo (la snellezza L/D e la rigidezza relativa K_R) sono quindi possibili le seguenti considerazioni:

- La snellezza L/D del palo diviene un parametro irrilevante, perché irrilevante ai fini della risposta in testa del palo è la grandezza L ; il comportamento dei pali, in termini di spostamento, rotazione in testa o momento massimo, può essere rappresentato mediante un'unica curva (o un'unica formula analitica), senza che in esse compaia la snellezza L/D , che non è significativa. Ciò è vero, si ribadisce, a patto che i pali siano *flessibili*, secondo la definizione appena data.
- Il tradizionale parametro di rigidezza relativa K_R utilizzato precedentemente (POULOS 1971a; 1973a; BANERJEE & DAVIES, 1978) è inutilmente complicato (congloba al suo interno anche la snellezza L/D , presente addirittura come potenza quarta) e induce a rappresentare curve diverse anche per pali che si comportano analogamente. Utilizzare tale parametro risulta fuorviante nella esposizione dei risultati e nella loro interpretazione. Più razionale è il ricorso ad un parametro di rigidezza relativa K che sia definito dal rapporto delle rigidezze degli elementi costituenti il sistema,

palo e terreno, e non contempli al suo interno la lunghezza L . Si è dunque soliti porre:

$$K = \frac{E_p}{E_s} \quad (3.90)$$

per terreni omogenei e

$$K = \frac{E_p}{E_s(z = z^*)} \quad (3.91)$$

per terreni con rigidezza variabile con la profondità z . In questa formula z^* indica una quota convenzionale cui far riferimento nella scelta del modulo E_s variabile con la profondità, qui mantenuta in forma generica perché diversa a seconda degli autori.

Il parametro rigidezza relativa K è il parametro che più significativamente influisce sulla risposta del palo nelle analisi elastiche.

Nella tabella 3.11, in forma concisa, sono indicate le diverse proposte degli autori nella definizione della rigidezza relativa.

Si noti che il termine E_p designa il modulo di Young di un palo circolare con diametro D . Per pali con sezioni differenti, va considerata una sezione circolare equivalente e da questa risalire ad E_p secondo la formula (RANDOLPH, 1981):

$$E_p = \frac{(EI)_p}{\frac{\pi D^4}{64}} \quad (3.92)$$

INDICE DI DISOMOGENEITÀ

BANERJEE & DAVIES (1978) e DENTE & GULLÀ (1983) contemplano lo studio parametrico del comportamento di pali immersi in terreni con rigidezza variabile linearmente con la profondità, con valori non nulli al piano campagna. La legge di variazione di E è definita da:

$$E(z) = E_0 + m z \quad (3.93)$$

autore	RIGIDEZZA RELATIVA	
	Terreno omogeneo	Terreno non omogeneo
Poulos (1971a, 1973a)	$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4}$	$K_R = \frac{E_p I_p}{mL^5}$
Banerjee & Davies (1978)	$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4}$	$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s (z=L) L^4}$
Dente & Gullà (1983)	$\beta = \frac{E_s}{E_p}$	$\beta = \frac{E_s (z=5D)}{E_p}$
El Sharnouby & Novak (1986)	$\frac{E_p}{E_s}$	$\frac{E_p}{E_s (z=25D)}$
Budhu & Davies (1986, 1987, 1988)	$\frac{E_p}{E_s}$	$\frac{E_p}{mD} = \frac{E_p}{E_s (z=D)}$
Kuhlemeyer (1979a)	$\frac{E_p}{E_s}$	---
Randolph (1981)	$\frac{E_p}{G^*} = \frac{E_p}{G \left(1 + \frac{3\nu}{4}\right)}$	$\frac{E_p}{m^* r_0} = \frac{E_p}{m \left(1 + \frac{3\nu}{4}\right) r_0}$
Krishnan et al. (1983)	---	$\frac{E_p}{E_s (z=D)}$
Chow (1987)	$\frac{E_p}{E_s}$	$\frac{E_p}{E_s (z=D/2)}$

Tabella 3.11. Definizioni della rigidità relativa palo – terreno.

Di conseguenza viene introdotto un ulteriore parametro significativo nella caratterizzazione della risposta del sistema palo – terreno, definito *indice di disomogeneità* χ :

$$\chi = \frac{E(z=0)}{E(z=L)} \quad (3.94)$$

Il parametro χ varia tra 0 (terreno con modulo di elasticità nulla a piano campagna) ed 1 (terreno omogeneo). Sono analizzati dagli autori i casi con $\chi = 0; 0.5; 1$.

In DENTE & GULLÀ (1983) la definizione del parametro χ (definito stavolta *indice di omogeneità*) è leggermente differente:

$$\chi = \frac{E(z=0)}{E(z=10D)} \quad (3.95)$$

Il parametro è fatto variare tra 0 ed 1.

COEFFICIENTE DI POISSON

Le analisi condotte dai diversi autori sono solitamente realizzate per valori costanti del coefficiente di Poisson ν del terreno. È giudizio pressoché univoco, difatti, che tale parametro influisca in maniera ridotta, e trascurabile, sui risultati ottenuti. KUHLEMEYER (1979a), pur presentando i propri risultati in funzione di un valore costante di ν pari a 0.4, evidenzia come l'influenza del coefficiente di Poisson cresca al diminuire del rapporto di rigidità relativa E_p/E_s . RANDOLPH (1981) preferisce tenere esplicitamente conto dell'influenza del valore assunto da ν , introducendo le grandezze G^* ed m^* , definite in precedenza. L'autore sottolinea, ad ogni modo, come l'influenza del parametro ν sulle soluzioni di pali caricati orizzontalmente sia minore rispetto al caso di carichi assiali. Nella tabella 3.13 sono indicati i valori di ν utilizzati nei diversi studi.

In KRISHNAN ET AL. (1983) è presente anche il parametro densità relativa ρ_p/ρ_s . Come per il modulo di Poisson, si ritiene che tale parametro influisca in maniera poco significativa sui risultati; viene quindi mantenuto costante e posto pari a 1.60.

FATTORI DI INFLUENZA

Al fine di rappresentare in forma adimensionale i risultati degli studi parametrici in termini di spostamento e rotazione in testa al palo si è fatto cenno alla opportunità di introdurre dei coefficienti definiti *fattori di influenza*. Le definizioni originarie di tali coefficienti (POULOS, 1971a; BENERJEE & DAVIES, 1978) ed il loro significato, sono riportate nelle equazioni 3.76 – 3.81.

La definizione originaria, tuttavia, alla luce delle considerazioni sulla lunghezza effettiva, è ritenuta fuorviante, poiché ai fini della determinazione della risposta globale del sistema palo – terreno la lunghezza totale del palo L ha scarsa significatività (RANDOLPH, 1980). A partire dagli studi condotti da KUHLEMEYER (1979a) si è ritenuto più opportuno ricorrere ad una

adimensionalizzazione che non contemplasse la lunghezza del palo e ricorresse invece al diametro D o al raggio r della sezione.

In aggiunta, il concetto di pali *flessibili* rende superflua la rappresentazione di curve differenti al variare della snellezza L/D : tutti i pali, purché abbiano una lunghezza reale superiore alla lunghezza effettiva, presentano una uguale risposta alle forze esterne.

Nel caso di terreni non omogenei, infine, appare improprio fare riferimento al valore del modulo di Young E_s assunto dal terreno alla base del palo. Va dunque specificata una più idonea quota di riferimento alla quale valutare il termine $E_s = f(z)$.

Alla luce di queste considerazioni, una più razionale definizione dei fattori di influenza risulta, ad esempio, quella fornita da KRISHNAN ET AL. (1983) o BUDHU & DAVIES (1987). Per pali liberi di ruotare in testa:

$$y = I_{yH} \frac{H}{E_s(z)D} + I_{yM} \frac{M}{E_s(z)D^2} \quad (3.96)$$

$$\theta = I_{\theta H} \frac{H}{E_s(z)D^2} + I_{\theta M} \frac{M}{E_s(z)D^3} \quad (3.97)$$

Conseguentemente, per pali incastrati:

$$y = I_{yF} \frac{H}{E_s(z)D} \quad (3.98)$$

Per un terreno non omogeneo, $E_s(z)$ è il valore assunto da E_s alla quota di $1D$: $E_s = mD$.

Nella tabella 3.12 sono riportati in forma concisa i criteri di adimensionalizzazione utilizzati dai diversi autori per definire i fattori di influenza. Si specifica, nella prima colonna, il parametro geometrico adottato nella adimensionalizzazione (lunghezza, diametro, raggio); nella seconda, la quota z in cui viene valutato il valore di $E_s = f(z)$ in presenza di un mezzo con modulo elastico variabile con la profondità.

Poiché RANDOLPH (1981) è l'unico autore che, nel suo studio, fa riferimento ai moduli di taglio G ed m (con $G(z) = m z$), e da questi ha dedotto i parametri G^* ed m^* (equazioni 3.88 e 3.89) con i quali tenere conto esplicitamente dell'influenza del modulo di Poisson ν , appare opportuno riportare esplicitamente i criteri di adimensionalizzazione proposti:

	Criteri di adimensionalizzazione	
	Parametro geometrico	Quota di riferimento per E_s (terreno non omogeneo)
Poulos (1971a, 1973a)	L	L
Banerjee & Davies (1978)	L	L
Dente & Gullà (1983)	D	$5D$
El Sharnouby & Novak (1986)	D	$25D$
Davies & Budhu (1986) Budhu & Davies (1987, 1988)	D	D
Kuhlemeyer (1979a)	r	---
Randolph (1981)	r	r
Krishnan et al. (1983)	D	D
Chow (1987)	r	r

Tabella 3.12. Criteri di adimensionalizzazione per la definizione dei fattori di influenza.

$$y = I_{yH} \frac{H}{G * r_0} + I_{yM} \frac{M}{G * r_0^2} \quad (3.99)$$

$$\theta = I_{\theta H} \frac{H}{G * r_0^2} + I_{\theta M} \frac{M}{G * r_0^3} \quad (3.100)$$

per un mezzo omogeneo e:

$$y = I'_{yH} \frac{H}{m * r_0^2} + I'_{yM} \frac{M}{m * r_0^3} \quad (3.101)$$

$$\theta = I'_{\theta H} \frac{H}{m * r_0^3} + I'_{\theta M} \frac{M}{m * r_0^4} \quad (3.102)$$

per un mezzo non omogeneo.

E' bene evidenziare come, quando lo studio del palo incastrato in testa non è esplicitamente esposto, ci si possa agevolmente ricondurre ad esso considerando che la condizione di rotazione impedita in testa ($\theta = 0$) determina, ad esempio dall'equazione 3.97:

$$M_f = - \frac{I_{\theta H}}{I_{\theta M}} H \cdot D \quad (3.103)$$

M_f è il momento che agisce in testa per effetto del vincolo e può essere quindi sostituito ad M nella equazione 3.96 per fornire lo spostamento in testa di un palo impedito di ruotare.

Di seguito sono riportati gli andamenti dei fattori di influenza ottenuti dai diversi autori. Si tenga presente, alla luce della tabella 3.12, la disomogeneità di definizione degli stessi. Le analisi condotte dagli autori sono state svolte per valori di snellezza L/D variabili. Il campo dei valori indagato è esposto in forma concisa nella tabella 3.13.

autori	snellezza L/D	coefficiente di Poisson ν
Poulos (1971a, 1973a)	5, 10, 25, 50, 100	0,5
Banerjee & Davies (1978)	20, 40	0,5
Dente & Gullà (1983)	10, 25, 50, 100	0,5
El Sharnouby & Novak (1985, 1986)	25	0,5
Davies & Budhu (1986)	pali flessibili	0,3 (sabbie)
Budhu & Davies (1987, 1988)		0,5 (argille)
Kuhlemeyer (1979a)	pali flessibili	0,4
Randolph (1981)	pali flessibili	variabile
Krishnan et al. (1983)	pali flessibili	0,4
Chow (1987)	25	0,499

Tabella 3.13. Valori della snellezza e del coefficiente di Poisson utilizzati nelle analisi parametriche.

Nelle figure 3.36 – 3.42 e nella figura 3.43 sono stati esposti i risultati ottenuti da POULOS (1971a, 1973a) e BANERJEE & DAVIES (1978), rispettivamente. Nella figura 3.45 sono stati illustrati i risultati di KUHLEMEYER (1979a) per un palo libero di ruotare in testa (i fattori di influenza sono indicati dall'autore con a_{11} , a_{12} , a_{21} e a_{22}); le figure 3.50 e 3.51 illustrano i risultati di Randolph. La figura 3.52 espone alcuni dei risultati di KRISHNAN ET AL. (1983); la figura 3.53 quelli di EL SHARNOUBY & NOVAK (1986). Le curve indicate sono ottenute per $L/D = 25$, ma si ritiene che i risultati ottenuti siano in genere validi per $L/D > 10$ in terreni omogenei ed $L/D > 12,5$ per terreni con modulo variabile. Un esempio dei risultati di DENTE & GULLÀ è riportato in figura 3.54. Infine la figura 3.55 espone i risultati di CHOW (1987).

Come si evince dagli esempi riportati, è prassi degli autori confrontare i propri risultati con quelli degli studi precedenti. Un confronto dei risultati ottenuti nelle diverse analisi parametriche, integrati da quelli conseguiti con il programma di calcolo messo a punto al DIG, è esposto nel paragrafo 4.2.4.

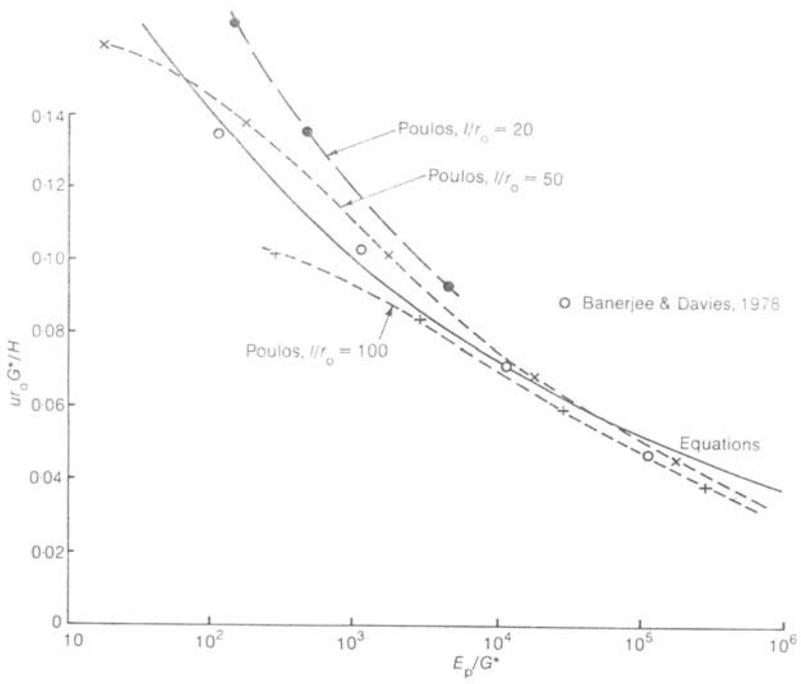


Figura 3.50. Andamento del fattore di influenza I_{yH} (da Randolph, 1981).

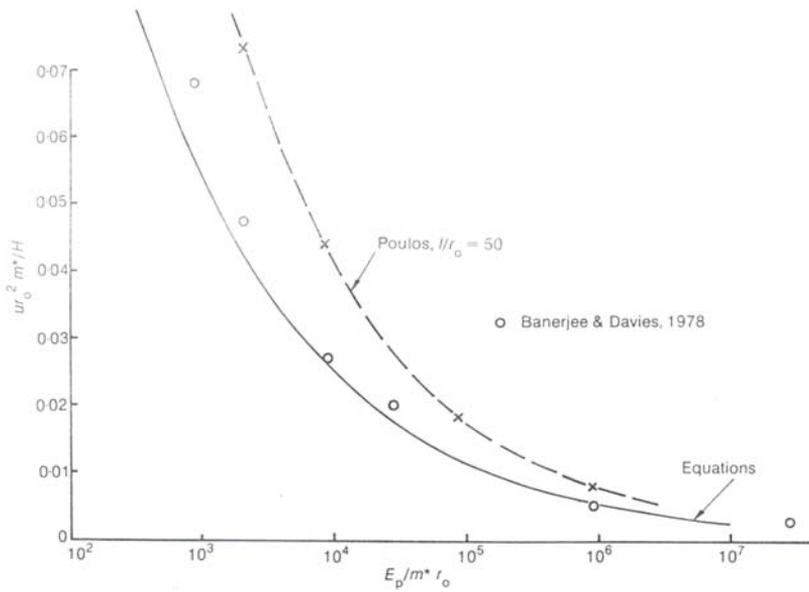


Figura 3.51. Andamento del fattore di influenza I'_{yH} (da Randolph, 1981).

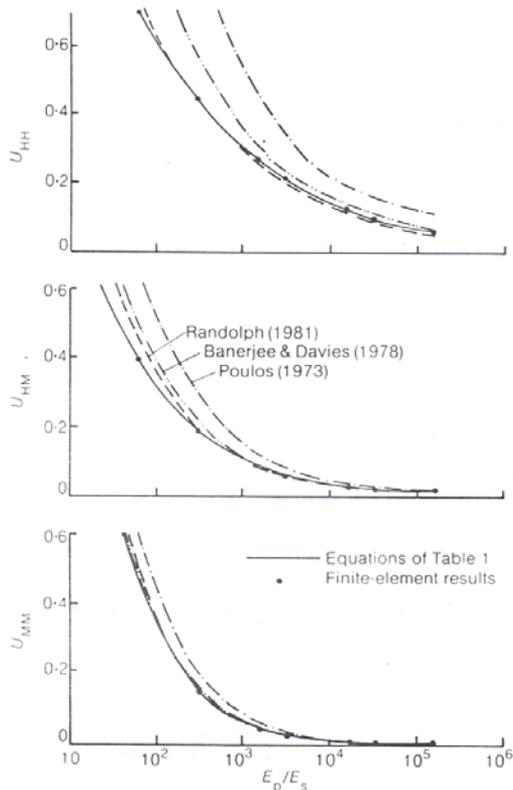


Figura 3.52. Andamento dei fattori di influenza I'_{yH} , I'_{yM} e $I'_{\theta M}$ (da Krishnan et al., 1983).

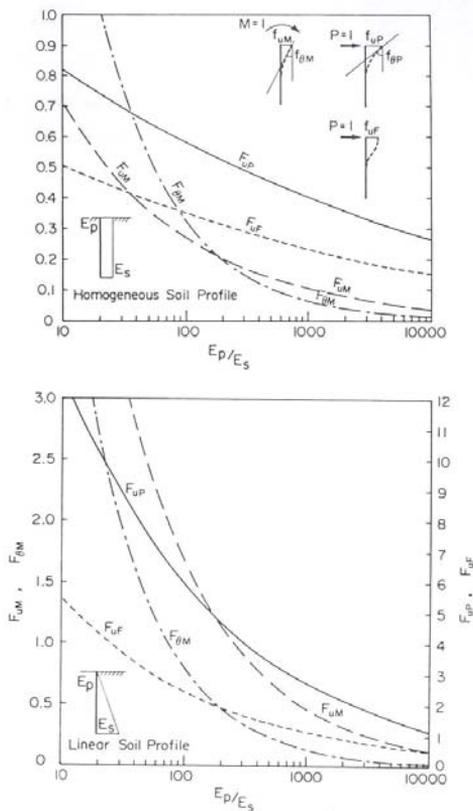


Figura 3.53. Andamento dei fattori di influenza (identificati dalla lettera F) in un mezzo omogeneo ed in un mezzo alla Gibson (da El Sharnouby & Novak, 1986).

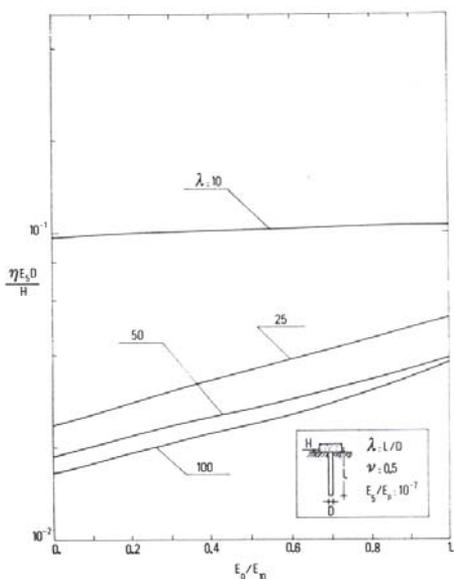


Figura 3.54. Andamento del fattore di influenza I_{yF} al variare dell'indice di omogeneità (da Dente e Gullà, 1983).

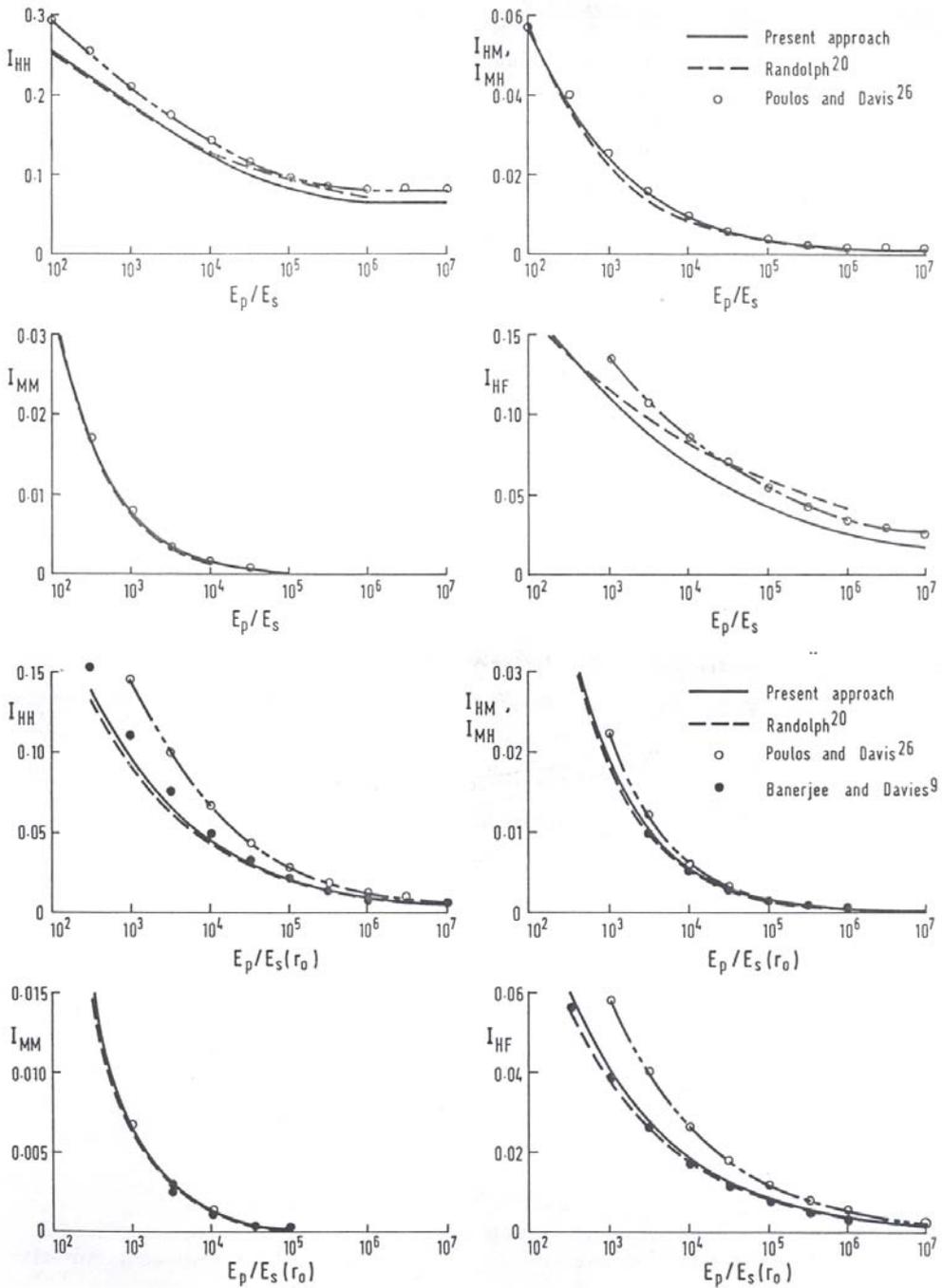


Figura 3.55. Fattori di influenza in un mezzo omogeneo (prime 4 figure) ed in un mezzo alla Gibson (successive 4 figure); (da Chow, 1987).

Una considerazione è possibile se si esamina la figura 3.50, in cui sono riportati gli andamenti, in forma adimensionale, degli spostamenti in testa di un palo libero di ruotare secondo le analisi di RANDOLPH (1981), BANERJEE & DAVIES (1978) e POULOS (1971a). Come si può constatare, le analisi di POULOS (1971a), adimensionalizzate secondo le indicazioni di RANDOLPH (1981), forniscono tre curve diverse per tre differenti valori di snellezza ($L/D = 20, 50, 100$); stanti gli elevati valori di L/D , sarebbe lecito attendersi curve uguali (o quantomeno analoghe). Questo anomalo risultato scaturisce dal criterio di discretizzazione del palo adottato da POULOS (1971a) nel suo modello. L'autore, difatti, ricorre ad una suddivisione del palo in 21 elementi, indipendentemente dalla lunghezza totale dello stesso. Questa assunzione fa sì che il palo più snello (quindi più lungo) risulti discretizzato in maniera più grossolana nei primi diametri di profondità, quelli significativi ai fini della risposta, rispetto al palo meno snello (quindi meno lungo). Ne consegue che l'autore ottiene risposte diverse da pali con snellezze diverse, ma comunque *flessibili*. Risultati di questo tipo avvalorano l'esigenza di modellare il problema dei pali sotto azioni orizzontali ricorrendo ad una discretizzazione non omogenea, ma variabile con la profondità (EVANGELISTA, 1976; EVANGELISTA & VIGGIANI, 1976).

FORMULE ANALITICHE

Le curve che definiscono gli andamenti dei coefficienti di influenza, riportate a titolo esemplificativo nelle figure 3.50 – 3.55, sono sovente interpolate da funzioni analitiche che ne riproducono gli andamenti. In tale modo, si dispone di strumenti rapidi e agevoli per determinare spostamenti e rotazioni dei pali, a partire da valori noti della forza esterna agente, utilizzabili come strumenti di progettazione.

In generale, l'andamento del generico fattore di influenza I_{ij} è definibile secondo una legge del tipo (EL SHARNOUBY & NOVAK, 1986):

$$I_{ij} = a \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^b = a (K)^b \quad (3.104)$$

in cui a e b sono dei valori costanti.

A titolo di esempio, si riportano esplicitamente i valori delle funzioni interpolanti indicate da RANDOLPH (1981). Per terreni omogenei:

$$\begin{aligned}
I_{yH} &= 0,25 \cdot \left(\frac{E_p}{G^*} \right)^{-1/7} \\
I_{yM} &= 0,27 \cdot \left(\frac{E_p}{G^*} \right)^{-3/7} = I_{\theta H} \\
I_{\theta M} &= 0,80 \cdot \left(\frac{E_p}{G^*} \right)^{-5/7}
\end{aligned} \tag{3.105}$$

Per terreni con rigidità variabile linearmente con la profondità:

$$\begin{aligned}
I'_{yH} &= 0,54 \cdot \left(\frac{E_p}{m^* r} \right)^{-3/9} \\
I'_{yM} &= 0,60 \cdot \left(\frac{E_p}{m^* r} \right)^{-5/9} = I'_{\theta H} \\
I'_{\theta M} &= 1,13 \cdot \left(\frac{E_p}{m^* r} \right)^{-7/9}
\end{aligned} \tag{3.106}$$

Le discrepanze fra i risultati ottenuti mediante le analisi agli elementi finiti e le espressioni sono inferiori al 3% nel caso di terreno omogeneo; soltanto nella valutazione degli spostamenti per pali molto rigidi ($E_p/G > 5 \cdot 10^4$) possono raggiungere il 10%. Nel caso di terreno non omogeneo, le discrepanze sono mediamente inferiori al 2% e raggiungono valori massimi del 7%.

Nelle tabelle 3.14 e 3.15 sono riassunte, rispettivamente per terreni omogenei e terreni con rigidità linearmente variabile con la profondità, le indicazioni sui valori dei coefficienti a e b fornite dai diversi autori, unitamente alla definizione del parametro K adottata (il riferimento è all'equazione 3.104).

TERRENO OMOGENEO				
	fattori di influenza	a	b	K
Kuhlemeyer (1979a)	I_{yH}	0,567	-0,170	$\frac{E_p}{E_s}$
	I_{yM}	0,369	-0,407	
	$I_{\emptyset M}$	0,585	-0,663	
Randolph (1981)	I_{yH}	0,25	-1/7	$\frac{E_p}{G^*}$
	I_{yM}	0,27	-3/7	
	$I_{\emptyset M}$	0,80	-5/7	
Davies & Budhu (1986)	I_{yH}	1,3	-2/11	$\frac{E_p}{E_s}$
	I_{yM}	2,2	-5/11	
	$I_{\emptyset M}$	9,2	-8/11	
	I_{yF}	0,8	-2/11	
El Sharnouby & Novak (1986)	I_{yH}	1,20	-0,160	$\frac{E_p}{E_s}$
	I_{yM}	1,90	-0,425	
	$I_{\emptyset M}$	8,80	-0,720	
	I_{yF}	0,76	-0,172	

Tabella 3.14. Coefficienti a e b per la determinazione dei fattori di influenza in terreni omogenei.

TERRENO NON OMOGENEO				
	fattori di influenza	a	b	K
Randolph (1981)	I'_{yH}	0,54	-3/9	$\frac{E_p}{m * r}$
	I'_{yM}	0,60	-5/9	
	$I'_{\theta M}$	1,13	-7/9	
Krishnan et al. (1983)	I'_{yH}	2,50	-0,31	$\frac{E_p}{E_s (z = D)}$
	I'_{yM}	2,75	-0,50	
	$I'_{\theta M}$	8,80	-0,73	
	I'_{yF}	1,70	-0,36	
El Sharnouby & Novak (1986)	I'_{yH}	28,13	-0,340	$\frac{E_p}{E_s (z = 25D)}$
	I'_{yM}	20,80	-0,547	
	$I'_{\theta M}$	26,70	-0,769	
	I'_{yF}	12,22	-0,350	
Budhu & Davies (1987, 1988)	I'_{yH}	3,2	-3/9	$\frac{E_p}{E_s (z = D)}$
	I'_{yM}	5,0	-5/9	
	$I'_{\theta M}$	13,6	-7/9	
	I'_{yF}	1,4	-3/9	

Tabella 3.15. Coefficienti a e b per la determinazione dei fattori di influenza in terreni alla Gibson.

CONSIDERAZIONI GENERALI

Il complesso delle analisi parametriche condotte consente di formulare le seguenti considerazioni qualitative, la cui validità assume caratteri generali stante il sostanziale accordo degli andamenti riscontrati nei diversi studi:

- Spostamenti e rotazioni crescono al diminuire di K (o di K_R), cioè al crescere della flessibilità dei pali; le variazioni sono particolarmente evidenti per i fattori di influenza I_{yM} e $I_{\theta M}$: la risposta del palo è più sensibile alla coppia esterna che alla forza esterna. I pali rigidi presentano spostamenti minori poiché sollecitano il terreno fino a quote più profonde;
- spostamenti e rotazioni crescono al crescere di L/D (POULOS, 1971a); già BANERJEE & BUTTERFIELD (1978), tuttavia, notano come l'importanza di tale parametro ai fini dei risultati ottenuti sia molto relativa; diviene ininfluente per pali flessibili;
- i valori di spostamento per pali incastrati (I_{yF}) sono considerevolmente minori (circa la metà, RANDOLPH, 1981) di quelli con testa libera di ruotare (I_{yH}); i pali incastrati presentano spostamenti minori poiché sollecitano il terreno fino a quote più profonde;
- il confronto fra i valori assunti dai fattori di influenza in un mezzo omogeneo ed in un mezzo alla Gibson è funzione della scelta della profondità z cui riferire, nel mezzo con modulo variabile con la profondità, il parametro $K = E_p/E_s(z) = E_p/mz$.
Se $z = L$ (POULOS, 1973b; BANERJEE & DAVIES, 1978), si osservano spostamenti maggiori in terreni alla Gibson. Se $z = D$ (oppure $z = r$), come assunto da altri autori in seguito (vedi tabella 3.12), gli spostamenti sono maggiori in terreni omogenei.

TERRENO OMOGENEO EQUIVALENTE

RANDOLPH (1981) ha esteso l'utilizzabilità dei risultati delle proprie analisi al fine di renderle applicabili a terreni con caratteristiche di variabilità di G con la profondità più generali (ad esempio, un terreno con modulo variabile linearmente con z , ma valore iniziale non nullo). A tal proposito introduce un modulo caratteristico G_c , definito come il valore di G^* ad una profondità pari alla metà della lunghezza critica (figura 3.56). Per un terreno con caratteristiche generiche di variabilità di G^* con la profondità, la lunghezza critica diviene:

$$\frac{L_c}{r} = 2 \cdot \left(\frac{E_p}{G_c} \right)^{2/7} \quad (3.107)$$

La determinazione della lunghezza critica e di G_c avviene per tentativi, con un processo iterativo. E' ulteriormente possibile introdurre un parametro di omogeneità relativa ρ_c definito come:

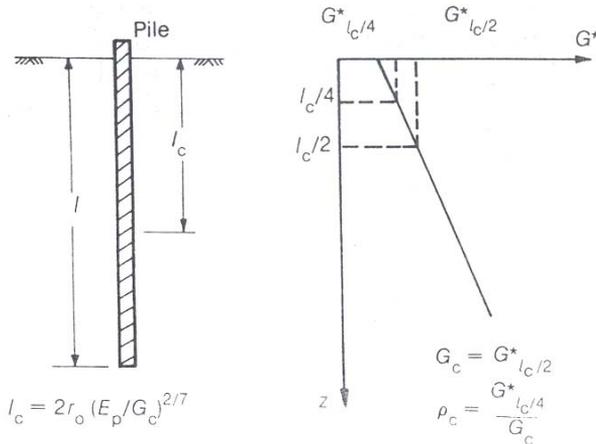


Figura 3.56. Definizione di G_c e ρ_c (da Randolph, 1981).

$$\rho_c = \frac{G^*(z = L_c/4)}{G^*(z = L_c/2)} = \frac{G^*(z = L_c/4)}{G_c} \quad (3.108)$$

variabile tra 1 (terreno omogeneo) e 0,5 (terreno con rigidità proporzionale alla profondità). L'autore riformula quindi, ai fini di una validità generale, le espressioni di spostamento e rotazione:

$$y = \frac{(E_p/G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left(0,27H \left(\frac{L_c}{2} \right)^{-1} + 0,30M \left(\frac{L_c}{2} \right)^{-2} \right) \quad (3.109)$$

$$\theta = \frac{(E_p/G_c)^{1/7}}{\rho_c G_c} \left(0,30H \left(\frac{L_c}{2} \right)^{-2} + 0,80M \rho_c^{1/2} \left(\frac{L_c}{2} \right)^{-3} \right) \quad (3.110)$$

I risultati ottenuti per palo libero di ruotare in testa sono riconducibili al caso di palo impedito di ruotare, assumendo che il momento d'incastro è pari a:

$$M_f = -\frac{0,375 L_c}{\rho_c^{1/2}} \frac{H}{2} \quad (3.111)$$

Anche KRISHNAN ET AL. (1983) hanno individuato una procedura per descrivere il comportamento del terreno con modulo di elasticità linearmente variabile con la profondità mediante un modulo omogeneo equivalente. A tal fine

gli autori forniscono formule empiriche per valutare la profondità (definita *profondità equivalente*) alla quale assumere che il valore assunto dal modulo E_s variabile linearmente con la profondità corrisponda a quello di un terreno omogeneo equivalente. Le formule proposte differiscono a secondo del tipo di sollecitazione che si considera in testa, e a seconda che l'equivalenza si voglia riferire ad uno spostamento o una rotazione (tabella 3.16). La rappresentazione grafica delle formule è in figura 3.57.

L'aspetto più rilevante di questa elaborazione consiste nella constatazione che la *profondità equivalente* giace solitamente ad uno o due diametri al di sotto del piano campagna.

L'azione di una coppia induce i risultati più superficiali; la presenza di un incastro in testa produce i risultati più profondi. Questa variazione è determinata dalla velocità con cui l'effetto dell'azione in testa decade con la profondità. Nella maggior parte dei pali reali, la lunghezza critica L_c è pari a $4 \div 8 D$, e le maggiori deformazioni risultano concentrate nei primi $1 \div 2 D$. Anche la profondità equivalente risulta essere compresa in questa regione. L'aumento di E_p/E_s accresce la profondità in cui si verificano deformazioni, e cresce la profondità equivalente.

Type of pile	Equivalent depth	Expression
Free-head	\bar{z}_{HH}	$0.38d (E_p/E_s)^{0.17}$
	\bar{z}_{MM}	$0.16d (E_p/E_s)^{0.20}$
	\bar{z}_{HM}	$0.34d (E_p/E_s)^{0.14}$
Fixed-head	\bar{z}_{HH}	$0.48d (E_p/E_s)^{0.20}$

Tabella 3.16. Formule per la determinazione della profondità equivalente (da Krishnan et al., 1983).

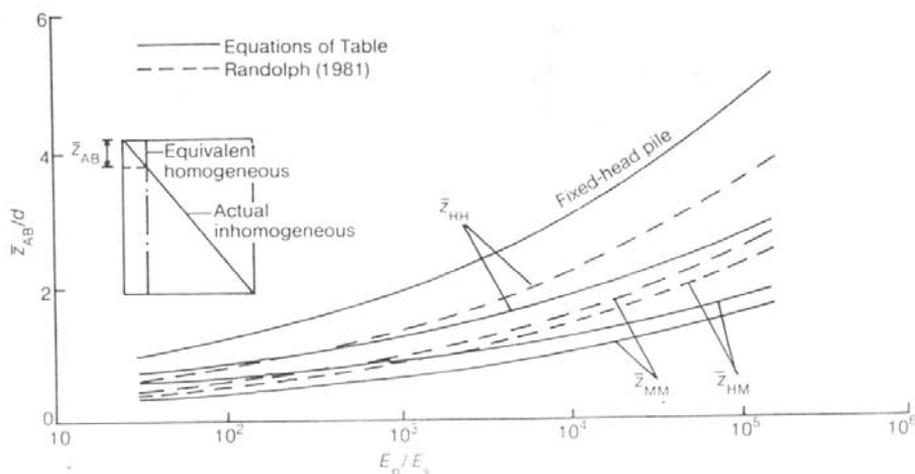


Figura 3.57. Andamento della profondità equivalente al variare della rigidezza relativa (da Krishnan et al., 1983).

CONSIDERAZIONI SULL'ECCENTRICITÀ (EL SHARNOUBY & NOVAK, 1986)

La presenza di una lunghezza libera e aumenta la flessibilità del palo. Gli effetti di e sono tenuti in conto nella valutazione dei *fattori di influenza* considerando che una forza applicata ad un palo con una eccentricità e equivale all'azione di una coppia $M = e H$. EL SHARNOUBY & NOVAK (1986) hanno tuttavia ritenuto utile evidenziare esplicitamente l'effetto di una eccentricità e sui valori assunti dai fattori di influenza I_{ij} tramite dei *coefficienti di amplificazione* C_{ij} definiti come:

$$C_{ij} = \frac{I_{ij}(e/D)}{I_{ij}(e/D=0)} \quad (3.112)$$

L'andamento dei coefficienti C_{yH} e C_{yF} , al variare di e/D , della rigidezza relativa E_p/E_s e del tipo di profilo di terreno è riportato nelle figure 3.58 e 3.59. Si osserva come l'effetto negativo sui valori di spostamento e rotazione (valori più elevati di C_{ij}) è particolarmente significativo per terreni omogenei.

Gli autori introducono la definizione dei *coefficienti di amplificazione* C_{ij} poiché ritengono che una lunghezza libera diversa da zero possa essere assunta anche per pali completamente immersi, al fine di tenere in conto, in maniera approssimata, del fenomeno di separazione del palo dal terreno, che si verifica soprattutto per carichi ciclici. I coefficienti di amplificazione possono quindi essere considerati come fattori correttivi.

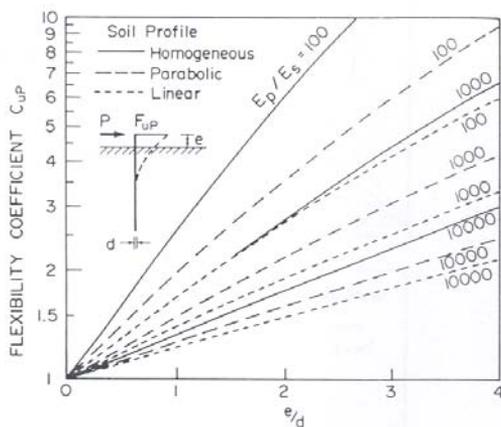


Figura 3.58. Coefficiente di amplificazione C_{yH} in un mezzo omogeneo o con rigidezza variabile con la profondità (da El Sharnouby & Novak, 1986).

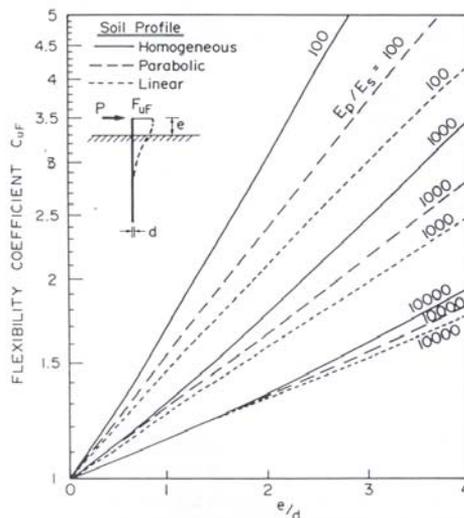


Figura 3.59. Coefficiente di amplificazione C_{yF} in un mezzo omogeneo o con rigidezza variabile con la profondità (da El Sharnouby & Novak, 1986).

MOMENTI FLETTENTI

Nel condurre lo studio della risposta di un palo alle azioni orizzontali, una rilevanza notevole assume la determinazione delle sollecitazioni di momento flettente e taglio su di esso indotti. In fase di progetto, difatti, l'elemento di criticità è costituito, nella maggior parte dei casi reali, proprio dal valore di momento flettente massimo, e non dallo spostamento in testa al palo, solitamente contenuto. L'individuazione dei valori di sollecitazione e delle relative distribuzioni lungo il fusto è inoltre necessaria, ovviamente, ai fini del dimensionamento delle armature del palo.

Negli studi parametrici si è soliti fare riferimento, quale grandezza significativa, al valore di momento massimo indotto nel palo dalle azioni esterne. Un'altra grandezza significativa, per pali liberi di ruotare in testa, è costituita dalla quota z alla quale il momento massimo si verifica. Per pali impediti di ruotare in testa il momento massimo si osserva, nei casi ordinari, in corrispondenza del vincolo stesso.

I risultati ottenuti dai diversi autori nei propri studi sono rappresentati, per chiarezza espositiva, in forma adimensionale. POULOS (1971a) e BANERJEE & DAVIES (1978) ricorrono ad una adimensionalizzazione del momento generato da un'azione orizzontale secondo la formula:

$$M_{adim} = \frac{M}{HL} \quad (3.113)$$

I risultati ottenuti sono esposti nella figura 3.60 per POULOS (1971a) – terreno omogeneo – e nella figura 3.61 per BANERJEE & DAVIES (1978). Per le considerazioni esposte sulla lunghezza critica del palo, più idonea risulterebbe una adimensionalizzazione del valore del momento in cui il parametro geometrico adottato sia il diametro D del palo piuttosto che la lunghezza totale L .

RANDOLPH (1981) ha fornito dei profili generali dell'andamento dei momenti per un palo libero di ruotare soggetto ad una forza in testa o una coppia (figura 3.62), in funzione del parametro ρ_c (equazione 3.108). Il momento massimo in un palo libero di ruotare per effetto di una forza orizzontale può essere stimato mediante la formula:

$$M_{max} \cong \frac{0,1}{\rho_c} H L_c \quad (3.114)$$

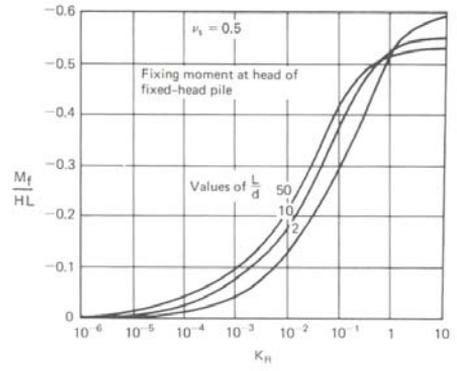
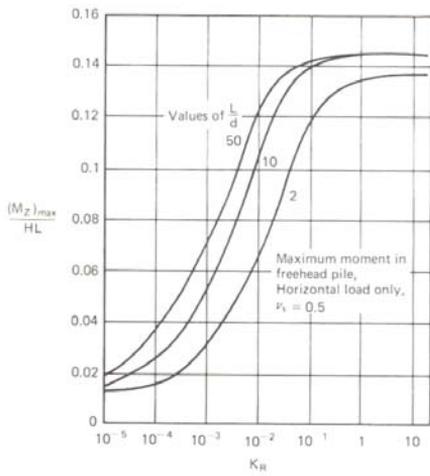


Figura 3.60. Momento flettente massimo per un palo libero di ruotare e per un palo incastrato in testa (da Poulos & Davis, 1980).

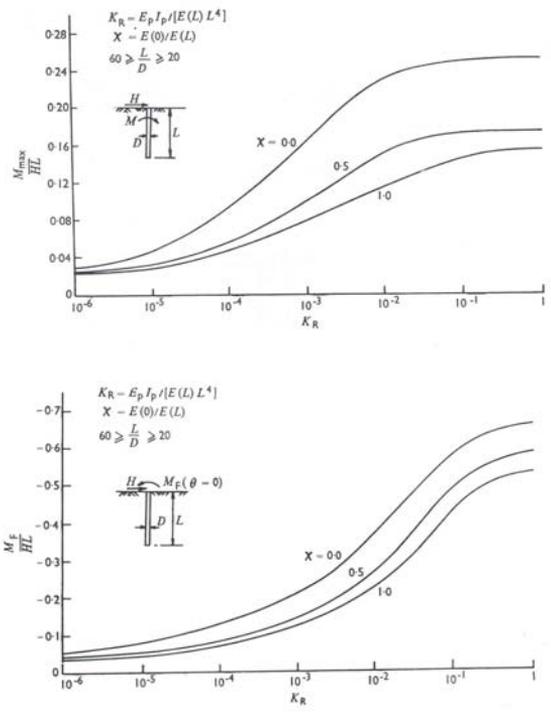


Figura 3.61. Momento flettente massimo per un palo libero di ruotare e per un palo incastrato in testa (da Banerjee & Davies, 1978)

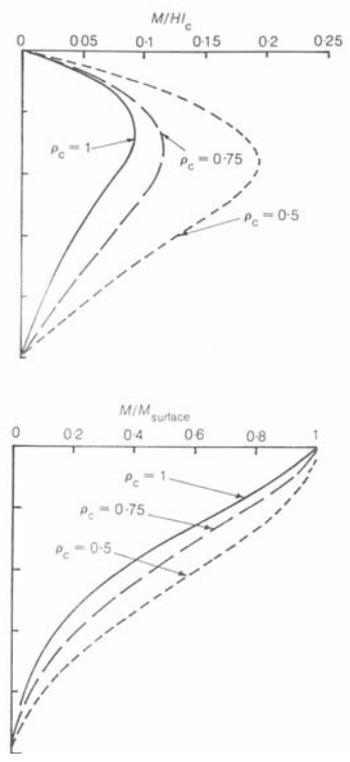


Figura 3.62. Profili generali dell'andamento dei momenti per un palo libero di ruotare in testa soggetto ad una forza orizzontale e ad una coppia (da Randolph, 1981).

e si verifica a profondità comprese tra $L_c/4$ (terreno omogeneo) ed $L_c/3$ (terreno con rigidità proporzionale alla profondità).

Una trattazione completa relativa all'andamento del momento massimo è proposta da DAVIES & BUDHU (1986) – terreno omogeneo – e BUDHU & DAVIES (1987, 1988) – terreno non omogeneo –. Gli autori forniscono delle formule analitiche, sia per il calcolo del momento massimo dovuto ad una forza orizzontale, sia per la sua localizzazione in profondità (in questo caso il riferimento è ai pali liberi di ruotare in testa). Solitamente, il momento massimo si verifica a quote pari ad alcuni diametri al di sotto del piano campagna, approssimativamente in corrispondenza di valori pari al 40% della lunghezza efficace. Le formule sono riportate in tabella 3.17.

	Palo libero di ruotare	Quota di M_{\max}	Palo impedito di ruotare
Terreno omogeneo	$I_{MH} = \frac{M_{\max}}{HD} = 0,12 K^{3/11}$	$\frac{z}{D} = 0,20 K^{4/11}$	$I_{MF} = \frac{M_{\max}}{HD} = 0,24 K^{3/11}$
Terreno non omogeneo	$I_{MH} = \frac{M_{\max}}{HD} = 0,30 K^{2/9}$	$\frac{z}{D} = 0,53 K^{2/9}$	$I_{MF} = \frac{M_{\max}}{HD} = 0,40 K^{2/9}$

Nota: per i terreni non omogenei, E_s da utilizzare nella formula di K è valutato alla quota di $1 D$.

Tabella 3.17. Formule per il calcolo del momento massimo (da Davies & Budhu, 1986 e Budhu & Davies, 1987; 1988).

L'eccentricità e di applicazione del carico orizzontale (palo libero di ruotare in testa) aumenta il valore del momento massimo, poiché all'effetto dovuto alla forza orizzontale si aggiunge quello della coppia applicata $M = e H$. Ancora DAVIES & BUDHU (1986) – terreno omogeneo – e BUDHU & DAVIES (1987, 1988) – terreno non omogeneo – forniscono delle formule di validità più generale del fattore I_{MH} , al fine di considerare l'effetto di una sollecitazione eccentrica. Definito

$$f = \frac{e}{D} \quad (3.115)$$

si può porre:

$$I_{MH} = \frac{M_{\max}}{HD} = a \cdot K^b \quad (3.116)$$

I coefficienti a e b sono delle funzioni di f . I loro valori sono riportati nella tabella 3.18.

	a	b
Terreno omogeneo	$0,12 + 0,24f + 0,10f^2$	$\frac{1,0}{\exp(1,3 + 0,34f)}$
Terreno non omogeneo	$0,6f$	$0,17f^{-0,3}$

Tabella 3.18. Valori dei coefficienti a e b per il calcolo del momento massimo in presenza di eccentricità (da Davies & Budhu, 1986 e Budhu & Davies, 1987; 1988).

Le relazioni in tabella relative al terreno omogeneo sono valide per $0 < f < 6$. Per valori maggiori il momento massimo è quello che agisce in testa ($I_{MH} = f$). Per il terreno non omogeneo la validità delle relazioni è per $0,5 < f < 8$. Per $f \leq 0,5$ si fa riferimento alla relazione indicata nella precedente tabella 3.17. Tutte le formule si riferiscono a pali flessibili (situazione solitamente verificata nei casi reali) e ad una risposta elastica del terreno. Quest'ultima evenienza è spesso violata nella realtà, per l'insorgere di scorrimenti relativi palo-terreno.

Gli effetti dell'eccentricità sul valore del momento sono molto evidenti; si consideri, a titolo di esempio, che per una rigidità relativa $K = 1000$ ed un'eccentricità $e = 2D$, l'incremento del momento massimo è dell'ordine del 250% (BUDHU & DAVIES, 1986).

Considerazioni generali sui momenti:

- I momenti aumentano al crescere di K (o K_R), cioè al diminuire della flessibilità del palo; nei pali rigidi il momento flettente aumenta anche di un ordine di grandezza rispetto ai flessibili;
- l'influenza della snellezza L/D del palo è pressoché trascurabile (per pali flessibili, in analogia alle considerazioni relative a spostamenti e rotazioni);
- i momenti massimi per pali liberi di ruotare in testa si verificano solitamente a quote distanti pochi diametri dal piano campagna; valori indicativi sono compresi tra $0,1 \div 0,4 L$ (POULOS, 1971a; BANERJEE & DAVIES, 1978; DENTE & GULLA, 1983) o tra $0,25 \div 0,4 L_c$ (RANDOLPH, 1981; DAVIES & BUDHU, 1986; BUDHU & DAVIES 1987, 1988); le quote maggiori sono associate a pali più rigidi;

- per pali incastrati in testa, ad eccezione di pali molto flessibili ($K_R < 10^{-5}$) il momento massimo si verifica in corrispondenza del vincolo di testa;
- il momento agente in testa per un palo incastrato è significativamente maggiore del momento massimo agente su un palo libero di ruotare; il primo può essere 4 volte maggiore del secondo (DENTE & GULLÀ, 1983);
- in terreni non omogenei il valore dei momenti aumenta rispetto al caso di terreni omogenei (BANERJEE & DAVIES, 1978; DENTE & GULLÀ, 1983). In terreni omogenei, il valore del momento decade più rapidamente con la profondità.

Come già precisato in relazione agli spostamenti, il confronto fra i valori assunti dal momento in un mezzo omogeneo ed in un mezzo alla Gibson è funzione della scelta della profondità z cui riferire, nel mezzo con modulo variabile con la profondità, il parametro $K = E_p/E_s(z) = E_p/mz$ (tabella 3.12).

Si rimarca come, fra gli studi parametrici di riferimento, KUHLEMEYER (1979a), KRISHNAN ET AL. (1983) e CHOW (1987) non diano indicazioni in relazione alla valutazione dei momenti.

DISTRIBUZIONE DELLE PRESSIONI NEL TERRENO (BANERJEE & DAVIES, 1978)

In figura 3.63 BANERJEE & DAVIES (1978) riportano un tipico andamento delle pressioni indotte nel terreno al variare della profondità. La figura si presta ad alcuni commenti. E' evidente come, per pali flessibili ($K_R = 10^{-4}$), il terreno posto in corrispondenza della porzione inferiore del palo sia sostanzialmente ininfluente ai fini della resistenza al carico applicato; il terreno, in tale zona, risulta sostanzialmente scarico. I pali rigidi ($K_R = 10^{-1}$), invece, inducono sollecitazioni più piccole ma più uniformi, che si sviluppano pressoché lungo l'intera lunghezza del palo. In terreni omogenei, sorgono valori elevati di tensione al piano campagna, il che è indice del fatto che possono verificarsi scorrimenti relativi palo – terreno. Questo effetto è meno significativo in terreni non omogenei.

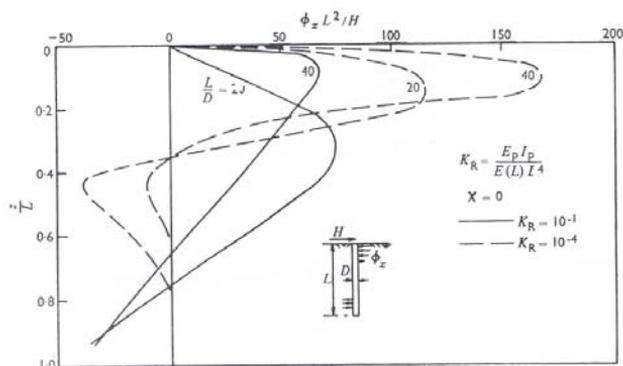


Figura 3.63. Andamento delle pressioni indotte nel terreno al variare della profondità (da Banerjee & Davies, 1978).

3.4.1.2 ANALISI NON LINEARE

Le analisi parametriche non lineari sono condotte secondo la più volte richiamata procedura elastica con tecnica del *cut – off*: si attribuiscono dei valori di resistenza limite al terreno in corrispondenza di ciascun concio di palo; raggiunti tali valori limite in uno dei conci, al crescere delle sollecitazioni esterne, si ammette che possa verificarsi uno scorrimento relativo tra palo e terreno in corrispondenza del concio in questione. L'azione del terreno su tale concio rimane costante e pari al valore di resistenza limite stabilito. Ulteriori incrementi delle sollecitazioni esterne sono assorbiti dai soli altri conci per i quali permangono le condizioni di elasticità.

Analisi di questo tipo, per estensione definite analisi elasto – plastiche, sono state condotte da POULOS (1971a; 1973a) – i risultati sono raccolti anche in POULOS & DAVIS (1980) – e successivamente da DAVIES & BUDHU (1986) e BUDHU & DAVIES (1987, 1988). Si veda a tal proposito la tabella 3.9.

La modellazione e la procedura risolutiva utilizzata dagli autori è descritta nel paragrafo 3.2.3. I risultati numerici ottenuti sono condizionati dai valori e dalla distribuzione delle resistenze limite assegnate al terreno.

FATTORI ADIMENSIONALI

Gli effetti dello scorrimento relativo palo – terreno, che si verifica per valori di sollecitazione sul palo anche bassi, minori dei livelli di esercizio, si manifestano in incrementi, spesso significativi, dei valori di spostamento, rotazione e momento flettente determinabili mediante le analisi elastiche. Le grandezze più significative introdotte nelle analisi elasto – plastiche sono di conseguenza:

- l'incremento di spostamento indotto in testa al palo;
- l'incremento di rotazione indotto in testa al palo (per palo libero di ruotare);
- l'incremento del momento massimo agente sul palo.

Questi incrementi sono espressi in termini di *fattori adimensionali*, definiti come il rapporto tra la grandezza ottenuta nella analisi elasto – plastica e quella ottenuta nell'analisi elastica, a parità degli altri parametri geometrici e meccanici. Il valore dei fattori adimensionali aumenta al crescere della sollecitazione esterna, evidenziando un andamento non lineare della risposta del palo alle sollecitazioni.

DAVIES & BUDHU (1986) definiscono i seguenti parametri (palo libero di ruotare):

$$I_{yY} = \frac{y_Y}{y_E} \quad (3.117)$$

$$I_{\theta Y} = \frac{\theta_Y}{\theta_E} \quad (3.118)$$

$$I_{MY} = \frac{M_{\max Y}}{M_{\max E}} \quad (3.119)$$

dove con il pedice Y si identificano i risultati dell'analisi elasto – plastica (spostamento, rotazione e momento massimo, rispettivamente) e con il pedice E si identificano i risultati dell'analisi elastica. Analogamente, per un palo impedito di ruotare in testa:

$$I_{yY}^F = \frac{y_Y}{y_E} \quad (3.120)$$

$$I_{MY}^F = \frac{M_{\max Y}}{M_{\max E}} \quad (3.121)$$

Di analoga definizione sono i fattori introdotti da POULOS (1973a). L'analisi è rivolta al solo palo libero di ruotare in testa e non ci sono espliciti riferimenti all'incremento del valore del momento. I fattori definiti da POULOS (1973a) sono:

$$F_y = \frac{1}{I_{yY}} = \frac{y_E}{y_Y} \quad (3.122)$$

$$F_\theta = \frac{1}{I_{\theta Y}} = \frac{\theta_E}{\theta_Y} \quad (3.123)$$

Le analisi con la procedura elasto – plastica sono state realizzate in riferimento a tipologie diverse di terreno e, conseguentemente, a diverse modellazioni degli stessi. In particolare, differenti sono le ipotesi sulla variabilità del modulo di Young con la profondità, diverse sono le ipotesi sulla distribuzione del profilo di resistenza del terreno con la profondità.

DAVIES & BUDHU (1986) e BUDHU & DAVIES (1987, 1988) hanno condotto tre diversi studi elasto – plastici, in riferimento a tre tipologie di terreno: argille sovraconsolidate, argille tenere e terreni incoerenti. POULOS (1973a) ha svolto delle analisi su modelli di terreno riconducibili a sabbie e argille tenere, e ad argille dure, rispettivamente. Le ipotesi circa le modalità di variazione del modulo di Young e della pressione limite con la profondità z nei differenti casi sono riportate nella tabella 3.19.

I risultati ottenuti da POULOS (1973a) sono riferiti ad una snellezza $L/D = 50$, e sono illustrati nelle figure 3.64 e 3.65 per i due casi di riferimento, argille dure e sabbie rispettivamente. I valori assunti dai coefficienti sono rappresentati al variare

della rigidezza relativa K_R (equazione 3.83), dell'eccentricità e con cui viene applicata la forza, e del livello di carico, indicato mediante il rapporto H/H_u . H_u è definito come il carico limite orizzontale del palo, valutato assumendo che la rottura avvenga solamente nel terreno (ipotizzando cioè che il palo sia rigido e la rottura si sviluppi, secondo la teoria di Broms, con il meccanismo di *palo corto*). Questa ipotesi non implica necessariamente che la rottura debba verificarsi secondo questo meccanismo; consente tuttavia di non dover introdurre le caratteristiche di resistenza meccanica del palo nella definizione di H_u , che va quindi riguardato solo come un valore di riferimento. Poiché il valore assunto da H_u varia al variare della eccentricità e con cui la forza è applicata in testa al palo, POULOS (1973a) ottiene curve differenti al variare del parametro e .

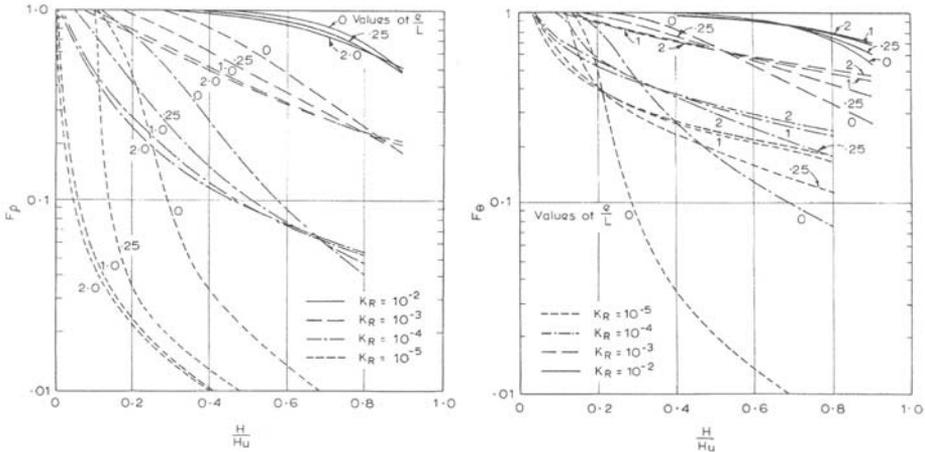


Figura 3.64. Andamento dei fattori adimensionali F_y ed F_θ in argille dure (da Poulos, 1973a).

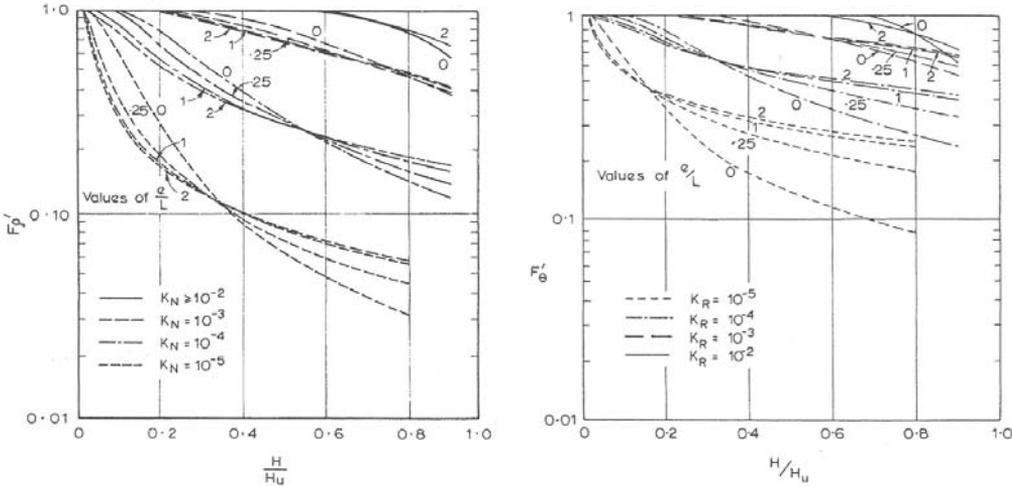


Figura 3.65. Andamento dei fattori adimensionali F_y ed F_θ in argille tenere e sabbie (da Poulos, 1973a).

Le analisi condotte da DAVIES & BUDHU (1986) e BUDHU & DAVIES (1987, 1988) forniscono tre differenti andamenti per ciascuno dei 5 parametri delle equazioni 3.117 – 3.121, la cui variabilità è funzione dell'entità dei carichi agenti, opportunamente adimensionalizzati, e delle rigidezze relative palo – terreno. Nelle figure 3.66 e 3.67 sono riportati i risultati relativi alle argille sovraconsolidate, nelle figure 3.68 e 3.69 quelli relativi alle argille tenere, nelle figure 3.70 e 3.71 quelli relativi alle sabbie. Per questo ultimo caso, i risultati sono stati ottenuti in riferimento ad un angolo d'attrito $\phi = 30^\circ$. I grafici sono generalizzabili a terreni con angolo d'attrito differenti calcolando un coefficiente di rigidezza equivalente K^* definito come

$$K^* = K \exp[0,07(\phi - 30^\circ)] \quad (3.124)$$

Il criterio di adimensionalizzazione utilizzato da DAVIES & BUDHU (1986) e BUDHU & DAVIES (1987, 1988) consente di svincolare la dipendenza dei risultati dal parametro eccentricità e , e appare quindi più idoneo.

Autori	Tipo di terreno	Modulo di Young	Pressione limite	Adimensionalizzazione di H
Poulos (1973a)	argille dure	$E_s = cost$	$p(z) = cost$	$\frac{H}{H_u}$
Poulos (1973a)	argille tenere e sabbie	$E_s = m \cdot z$	$p(z) = p \cdot z$	$\frac{H}{H_u}$
Davies & Budhu (1986)	argille sovraconsolidate	$E_s = cost$	$p(z) = c_u = cost$	$\frac{H}{c_u D^2}$
Budhu & Davies (1987)	terreni incoerenti	$E_s = m \cdot z$	$p(z) = 4K_p \gamma z$	$\frac{H}{4K_p \gamma D^3}$
Budhu & Davies (1988)	argille tenere	$E_s = m \cdot z$	$p(z) = c \cdot z$	$\frac{H}{cD^3}$

Tabella 3.19. Analisi non lineari: profilo del modulo elastico E_s e della pressione limite del terreno adottate nelle analisi.

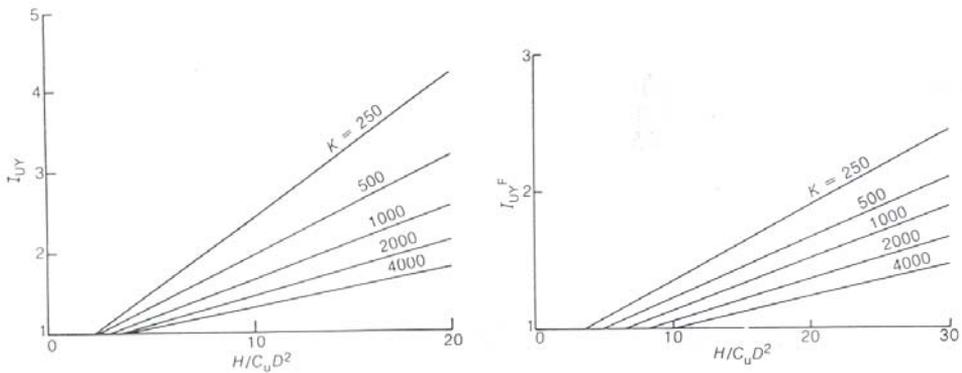


Figura 3.66. Andamento dei fattori adimensionali I_{yY} ed I_{yY}^F in argille sovraconsolidate (da Davies & Budhu, 1986).

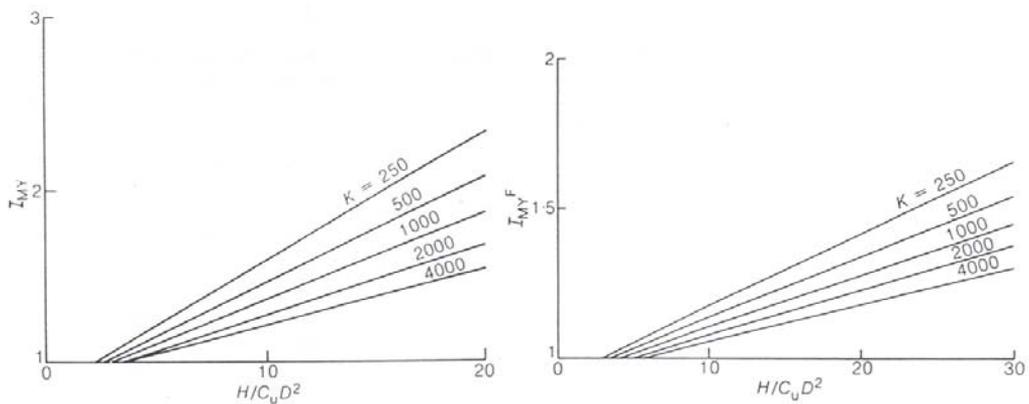


Figura 3.67. Andamento dei fattori adimensionali I_{MY} ed I_{MY}^F in argille sovraconsolidate (da Davies & Budhu, 1986).

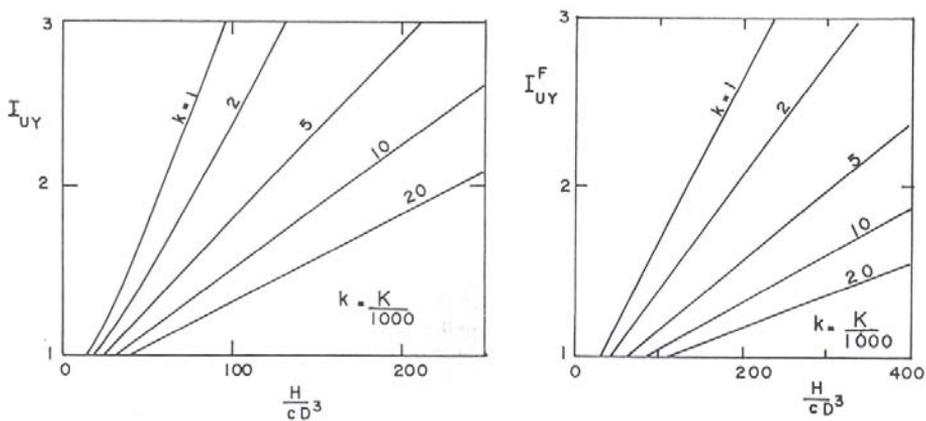


Figura 3.68. Andamento dei fattori adimensionali I_{yY} ed I_{yY}^F in argille tenere (da Budhu & Davies, 1988).

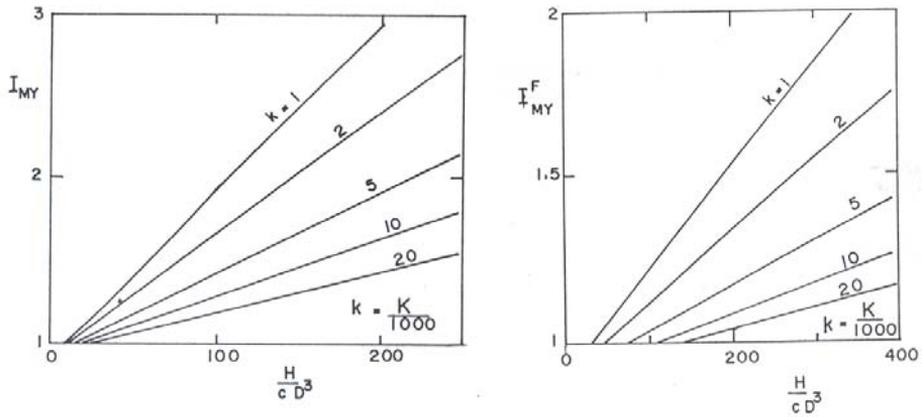


Figura 3.69. Andamento dei fattori adimensionali I_{MY} ed I_{MY}^F in argille tenere (da Budhu & Davies, 1988).

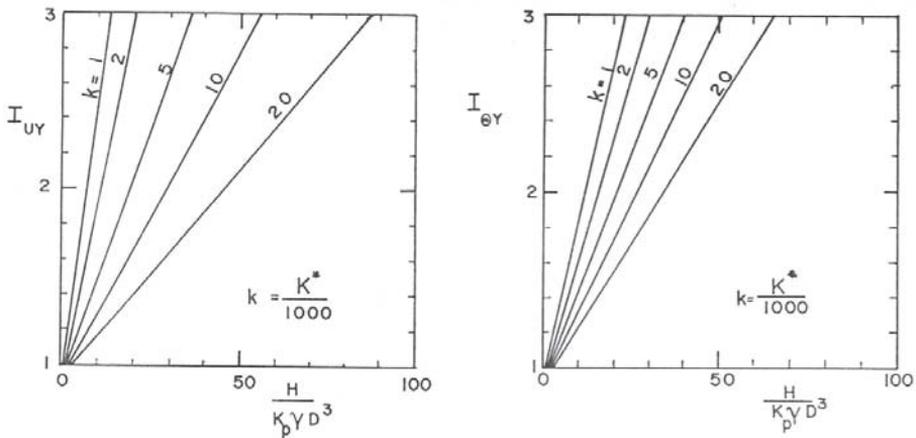


Figura 3.70. Andamento dei fattori adimensionali I_{UY} ed I_{eY}^F in terreni incoerenti (da Budhu & Davies, 1987).

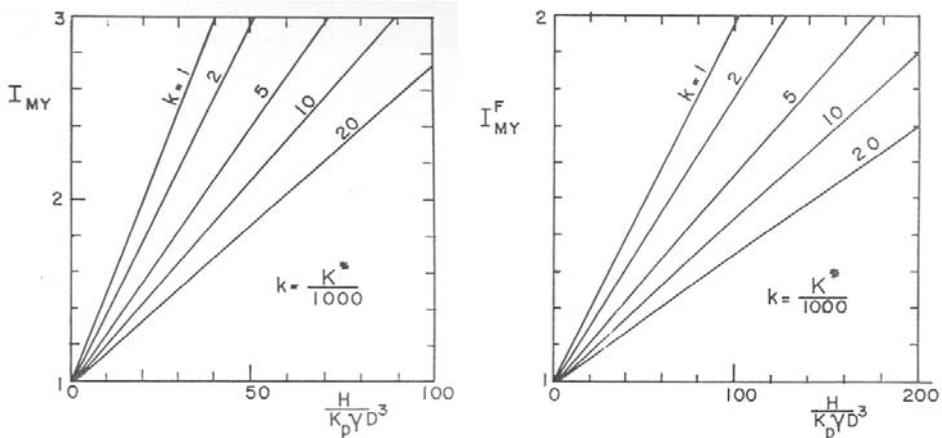


Figura 3.71. Andamento dei fattori adimensionali I_{MY} ed I_{MY}^F in terreni incoerenti (da Budhu & Davies, 1987).

In base ai risultati ottenuti dagli autori, è possibile esprimere le seguenti considerazioni generali:

- al crescere del carico, l'allontanamento dai valori ottenuti con le analisi elastiche diviene più evidente;
- gli incrementi di spostamenti, rotazioni e momenti massimi sono maggiori per pali più flessibili;
- gli effetti dello scorrimento relativo palo – terreno sono meno pronunciati per i pali incastrati in testa, tanto in termini di spostamenti quanto in termini di momenti. I pali incastrati lavorano, tuttavia, a carichi di esercizio più elevati: gli incrementi, dunque, divengono ugualmente significativi;
- gli effetti dovuti alla non linearità si manifestano in corrispondenza di carichi più elevati nei pali impediti di ruotare rispetto a quelli liberi; in altre parole, la fase elastica si conserva fino a valori del carico maggiori nei pali impediti di ruotare.

Particolarmente rilevante è la considerazione che l'incremento dei momenti massimi sia più significativo per i pali flessibili che per i pali più rigidi. I pali flessibili sono quelli che, in condizioni elastiche, presentano momenti massimi minori rispetto a quelli agenti sui pali rigidi. Di conseguenza si può ritenere che i valori dei momenti massimi, al crescere del livello di carico, divengano progressivamente indipendenti dalla rigidità relativa palo – terreno e dipendano essenzialmente dalle caratteristiche di resistenza del terreno (DAVIES & BUDHU, 1986).

DAVIES & BUDHU (1986) e BUDHU & DAVIES (1987, 1988) constatano come l'incremento dei valori di momento si accompagna ad un incremento della profondità alla quale il momento massimo si rinviene. Questo in conseguenza del fatto che l'insorgere di progressivi scorrimenti relativi palo – terreno nelle zone più prossime al piano campagna induce un *trasferimento* verso il basso delle sollecitazioni agenti sul palo.

Il valore assunto dal rapporto fra la quota di momento massimo e la lunghezza efficace è rappresentato in figura 3.72 per argille sovraconsolidate ed in figura 3.73 per argille tenere.

FORMULE ANALITICHE

DAVIES & BUDHU (1986) e BUDHU & DAVIES (1987, 1988) propongono delle formule analitiche che interpolano le curve rappresentate nelle figure 3.66 – 3.71, relative agli andamenti dei fattori adimensionali di amplificazione. Tali formule sono riassunte nella tabella 3.20.

A bassi livelli di carico, alcuni dei coefficienti possono assumere valori negativi; in tali circostanze va sostituito il valore unitario a quello calcolato.

	Argille sovraconsolidate	Argille tenere	Terreni incoerenti
I_{yY}	$1 + \frac{h - 2,9k^{1/5}}{10,5k^{5/11}}$	$1 + \frac{h - 14k^{0,32}}{40k^{0,53}}$	$1 + \frac{h - k^{0,35}}{6k^{0,65}}$
$I_{\theta Y}$	$1 + \frac{h - 2,9k^{1/5}}{12,5k^{1/3}}$	$1 + \frac{h - 14k^{0,32}}{54k^{0,53}}$	$1 + \frac{h - k^{0,35}}{11k^{0,35}}$
I_{MY}	$1 + \frac{h - 2,9k^{1/5}}{20,0k^{2/7}}$	$1 + \frac{h - 8k^{0,32}}{96k^{0,48}}$	$1 + \frac{h}{20k^{0,35}}$
I_{yY}^F	$1 + \frac{h - 6,3k^{2/5}}{27,0k^{2/7}}$	$1 + \frac{h - 32k^{0,43}}{105k^{0,54}}$	$1 + \frac{h - 10k^{0,40}}{15k^{0,50}}$
I_{MY}^F	$1 + \frac{h - 4,0k^{1/4}}{57,0k^{2/9}}$	$1 + \frac{h - 30k^{0,53}}{312k^{0,56}}$	$1 + \frac{h}{100k^{0,35}}$
h	$\frac{H}{c_u D^2}$	$\frac{H}{c D^3}$	$\frac{H}{K_p \gamma D^3}$
k	$\frac{K}{1000}$	$\frac{K}{1000}$	$\frac{K^*}{1000}$

Nota: $K^* = K \exp[0,07(\phi - 30^\circ)]$

Tabella 3.20. Formule analitiche per il calcolo dei fattori adimensionali (da Davies & Budhu, 1986 e Budhu & Davies 1987; 1988).

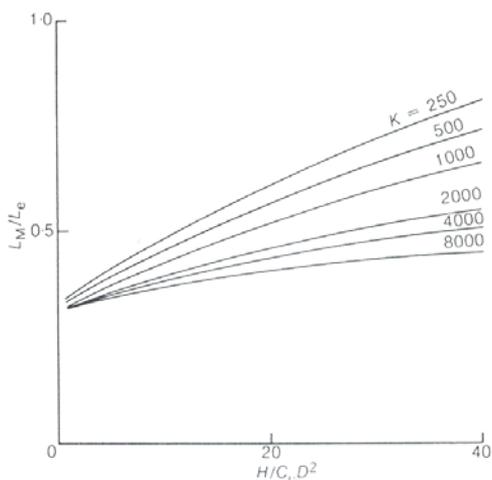


Figura 3.72. Rapporto tra la quota di momento massimo e la lunghezza efficace al variare del carico agente, in argille sovraconsolidate (da Davies & Budhu, 1986).

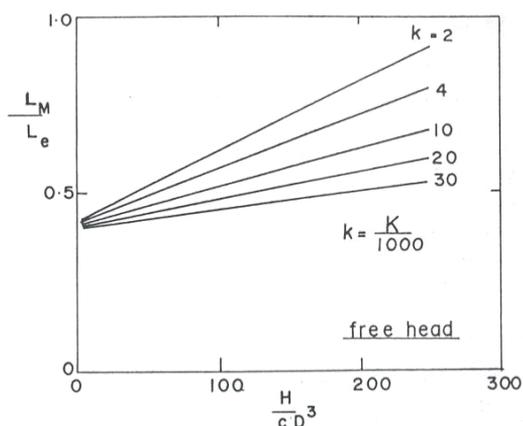


Figura 3.73. Rapporto tra la quota di momento massimo e la lunghezza efficace al variare del carico agente, in argille tenere (da Budhu & Davies, 1988).

LUNGHEZZA EFFICACE

In seguito ai fenomeni di scorrimento relativo palo – terreno e al *trasferimento* verso il basso delle sollecitazioni agenti sul palo, i valori di lunghezza efficace individuati nelle analisi elastiche non sono più rigorosamente validi. La lunghezza efficace tende ad assumere valori progressivamente maggiori al crescere dei fenomeni di scorrimento relativo.

Ancora DAVIES & BUDHU (1986) e BUDHU & DAVIES (1987, 1988) forniscono delle formule, indicative, per individuare il valore di lunghezza critica L_c al raggiungimento delle condizioni di collasso. Definita σ_y la tensione di snervamento del materiale costituente il palo, i valori di lunghezza critica individuati in riferimento alle differenti tipologie di terreno sono indicati nella tabella 3.21.

	Tipo di terreno	$\frac{L_c}{D}$	n
Davies & Budhu (1986)	argille sovraconsolidate	$0,4 \cdot n^{1/2}$	$\frac{\sigma_y}{c_u}$
Budhu & Davies (1987)	terreni incoerenti	$0,8 \cdot n^{1/3}$	$\frac{\sigma_y}{K_p \gamma D}$
Budhu & Davies (1988)	argille tenere	$0,6 \cdot n^{1/3}$	$\frac{\sigma_y}{cD}$

Tabella 3.21. Formule per il calcolo della lunghezza critica in condizioni di collasso.

3.4.2 COPPIA DI PALI

Studiando la risposta alle azioni orizzontali di una coppia di pali identici, identicamente caricati, si osserva come questi subiscano, per effetto della presenza del palo adiacente, spostamenti in testa e rotazioni (se il palo è libero di ruotare) maggiori quelli di un palo singolo ed isolato soggetto allo stesso carico esterno. Questa considerazione induce a definire dei *coefficienti di interazione*, relativi ad una coppia di pali caricati orizzontalmente (POULOS, 1971b):

$$\alpha_y = \frac{\text{spostamento addizionale dovuto al palo adiacente}}{\text{spostamento del palo dovuto al carico agente su sè stesso}}$$

$$\alpha_\theta = \frac{\text{rotazione addizionale dovuta al palo adiacente}}{\text{rotazione del palo dovuta al carico agente su sè stesso}}$$

Noti i coefficienti di interazione, e la loro variabilità in funzione dalle caratteristiche geometriche e meccaniche del sistema coppia di pali – terreno, si ritiene che le analisi possano essere estese al gruppo generico di m pali applicando il principio di sovrapposizione degli effetti (paragrafo 3.2.2).

In questo paragrafo si espongono delle considerazioni d'insieme relative agli andamenti dei coefficienti di interazione e la loro dipendenza dai parametri geometrici, meccanici e di vincolo del sistema palo – terreno analizzato.

Gli studi di riferimento sono quelli di POULOS (1971b), RANDOLPH (1981), EL SHARNOUBY & NOVAK (1985; 1986) e CHOW (1987). Nei paragrafi 3.2.3 e 3.3.1 sono illustrati i principi di modellazione utilizzati da ciascuno degli autori citati per la determinazione dei coefficienti.

COEFFICIENTI DI INTERAZIONE

Le analisi parametriche condotte sulla coppia di pali sono realizzate considerando i seguenti possibili schemi:

- Azione agente in testa: forza orizzontale o coppia applicata;
- Vincolo in testa al palo: libero oppure impedito di ruotare;
- Omogeneità del terreno: modulo di Young costante oppure variabile con la profondità;

La tabella 3.22 riassume le tipologie di analisi condotte dai singoli autori; come si evince, tutte le analisi sono realizzate solamente in ambito lineare. Inoltre, non vi sono considerazioni sui momenti.

autori	ANALISI LINEARE				ANALISI NON LINEARE
	(1)	(2)	(3)	(4)	
Poulos (1971b)	Si	NO	Si	Si	NO
Randolph (1981)	Si	Si	Si	Si	NO
El Sharnouby & Novak (1985, 1986)	Si	Si	Si	Si	NO
Chow (1987)	Si	Si	Si	Si	NO

- (1): Terreno omogeneo;
(2): Terreno non omogeneo;
(3): Palo libero di ruotare;
(4): Palo impedito di ruotare.

Tabella 3.22. Tipologie delle analisi parametriche sulla coppia di pali.

L'andamento dei coefficienti di interazione dipende sia dalle caratteristiche del vincolo presente in testa al palo sia dal tipo di azione esterna considerata. Per tale motivo sono stati introdotti differenti tipi di coefficienti, ciascuno di essi afferente allo specifico schema del problema analizzato (POULOS, 1971b):

- α_{yH} = coefficiente di interazione relativo allo spostamento in testa, riferito ad un palo libero di ruotare caricato da una forza orizzontale;
- $\alpha_{\theta H}$ = coefficiente di interazione relativo alla rotazione in testa, riferito ad un palo libero di ruotare caricato da una forza orizzontale;
- α_{yM} = coefficiente di interazione relativo allo spostamento in testa, riferito ad un palo libero di ruotare caricato da una coppia;
- $\alpha_{\theta M}$ = coefficiente di interazione relativo alla rotazione in testa, riferito ad un palo libero di ruotare caricato da una coppia;
- α_{yF} = coefficiente di interazione relativo allo spostamento in testa, riferito ad un palo impedito di ruotare caricato da una forza orizzontale.

Per il teorema di reciprocità, risulta $\alpha_{yM} = \alpha_{\theta H}$.

Le considerazioni sviluppate in riferimento al palo singolo circa la *lunghezza critica* dei pali e circa la significatività, ai fini della determinazione della risposta sotto carichi orizzontali, della lunghezza totale del palo L (paragrafo 3.4.1.1) sono estendibili alle considerazioni sulla coppia di pali. Le principali conclusioni cui si è giunti, valide a patto che i pali siano *flessibili*, sono:

- la snellezza L/D dei pali è un parametro irrilevante;
- il parametro di rigidezza relativa K_R utilizzato da POULOS (1971b) congloba al suo interno anche la snellezza L/D , presente come potenza quarta, e induce a rappresentare curve diverse anche per coppie di pali che si comportano analogamente. Più razionale è il ricorso ad un parametro di

rigidezza relativa K definito semplicemente come rapporto tra le rigidezze di palo e terreno. Nella tabella 3.23 sono esplicitamente indicate le definizioni del parametro rigidezza relativa adottate dagli autori.

autore	RIGIDEZZA RELATIVA	
	Terreno omogeneo	Terreno non omogeneo
Poulos (1971b)	$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4}$	---
El Sharnouby & Novak (1985; 1986)	$\frac{E_p}{E_s}$	$\frac{E_p}{E_s (z = 25D)}$
Randolph (1981)	$\frac{E_p}{G^*} = \frac{E_p}{G \left(1 + \frac{3\nu}{4}\right)}$	$\frac{E_p}{m^* r_0} = \frac{E_p}{m \left(1 + \frac{3\nu}{4}\right) r_0}$
Chow (1987)	$\frac{E_p}{E_s}$	$\frac{E_p}{E_s (z = D/2)}$

Tabella 3.23. Definizioni della rigidezza relativa palo – terreno.

PARAMETRI CHE INFLUENZANO LA RISPOSTA

I parametri che condizionano l'andamento dei coefficienti di interazione sono (figura 3.74):

- l'interasse relativo tra i pali s/D ;
- l'angolo di apertura β , identificato dalla retta di applicazione del carico esterno e dalla retta congiungente gli assi della coppia di pali considerata;
- la rigidezza relativa palo – terreno K .

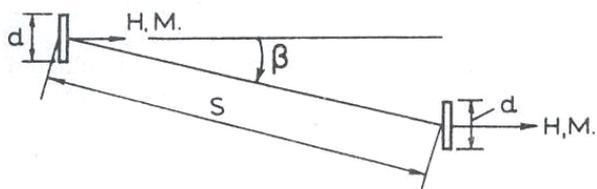


Figura 3.74. Schema geometrico per una coppia di pali: interasse ed angolo di apertura.

In figura 3.75 sono riportati gli andamenti del coefficiente α_{yF} dedotti da POULOS (1971b) al variare dell'angolo di apertura β , in relazione a due differenti valori dell'interasse relativo s/D e a due valori della rigidezza relativa K_R . Il valore massimo del coefficiente si attinge per $\beta = 0^\circ$ (i pali della coppia sono paralleli alla retta di applicazione del carico). Il valore minimo si attinge per $\beta = 90^\circ$ (i pali della coppia sono ortogonali alla retta di applicazione del carico).

La variazione del coefficiente di interazione α_{yF} in funzione di β è approssimativamente lineare; analoghi andamenti sono stati riscontrati per gli altri coefficienti di interazione. Al fine di semplificare la rappresentazione dei coefficienti, si ritiene congruo assumere lineare l'andamento degli α al variare di β , limitando ai due schemi geometrici corrispondenti a $\beta = 0^\circ$ e $\beta = 90^\circ$ le analisi parametriche. Gli errori che si inducono con questa ipotesi sono circa del +5% nell'intervallo $0^\circ \div 45^\circ$, e circa pari a -8% nell'intervallo $45^\circ \div 90^\circ$ (POULOS, 1971b).

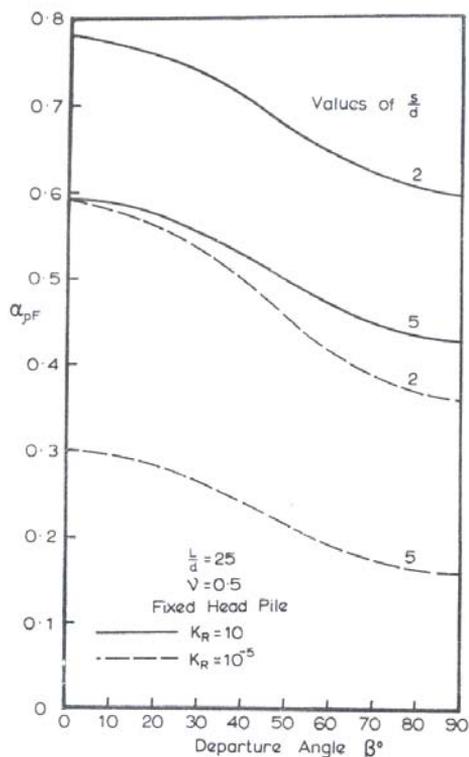


Figura 3.75. Andamento del coefficiente α_{yF} al variare dell'angolo di apertura β (da Poulos, 1971b).

Successivamente, RANDOLPH & POULOS (1982), al fine di determinare il valore del generico coefficiente a per β intermedi fra 0° e 90° , propongono di ricorrere alla relazione:

$$\alpha(\beta) = \alpha(0^\circ)\cos^2 \beta + \alpha(90^\circ)\sin^2 \beta \quad (3.125)$$

Nelle figure 3.76 e 3.77 si riportano gli andamenti dei coefficienti α in funzione dell'interasse relativo s/D ottenuti da POULOS (1971b), al variare dei valori di snellezza L/D del palo, per due valori di rigidezza relativa K_R , per $\beta = 0^\circ$ e $\beta = 90^\circ$. Il terreno è caratterizzato da un modulo di Young costante con la profondità.

Analoghi andamenti sono ottenuti da EL SHARNOUBY & NOVAK (1986) (figure 3.78 e 3.79). Come POULOS (1971b), gli autori fanno riferimento ad un terreno omogeneo e a valori dell'angolo di apertura β pari a 0° e 90° . Più correttamente, tuttavia, gli andamenti di α sono riportati in funzione della rigidezza relativa K (e non di K_R) e divengono indipendenti dal valore della snellezza L/D . EL SHARNOUBY & NOVAK (1986) assumono, difatti, che le curve riportate siano valide per snellezze genericamente superiori a 10.

EL SHARNOUBY & NOVAK (1986) evidenziano altresì gli effetti della variabilità del modulo di Young con la profondità sui coefficienti α . In figura 3.80 sono riportati, a titolo di esempio, gli andamenti dei coefficienti α_{yH} ed α_{yF} . Gli andamenti manifestano differenze sostanzialmente contenute. Gli autori concludono che l'influenza della variabilità del modulo elastico con la profondità è ridotta e che i valori di a dedotti in relazione ad un profilo con modulo di Young costante siano utilizzabili anche per profili differenti.

CHOW (1987) riporta a sua volta gli andamenti dei coefficienti di interazione per un terreno con modulo di Young costante (figura 3.81) oppure variabile con la profondità (figura 3.82). I risultati ottenuti dall'autore sono confrontati con quelli proposti da RANDOLPH (1981) e POULOS & DAVIS (1980, sono i risultati di POULOS, 1971b).

I confronti tra gli andamenti degli a in un terreno omogeneo e in un terreno non omogeneo sono, per CHOW (1987), significativamente differenti. In particolare, gli a dedotti in un terreno con modulo di Young variabile con la profondità sono considerevolmente minori. Questa considerazione è opposta a quella precedentemente fornita da EL SHARNOUBY & NOVAK (1985; 1986).

Il motivo di tale discrepanza è conseguenza della differente definizione della rigidezza relativa K in un terreno non omogeneo (vedi tabella 3.23). Per EL SHARNOUBY & NOVAK (1986), il modulo di elasticità del terreno E_s , linearmente variabile con la profondità, è valutato ad una quota $z = 25D$; per CHOW (1987) ad una quota $z = D/2$. Poiché la risposta del palo alle azioni orizzontali è condizionata principalmente dalle caratteristiche del terreno in corrispondenza dei primi diametri di profondità, le conclusioni di CHOW (1987) paiono più appropriate.

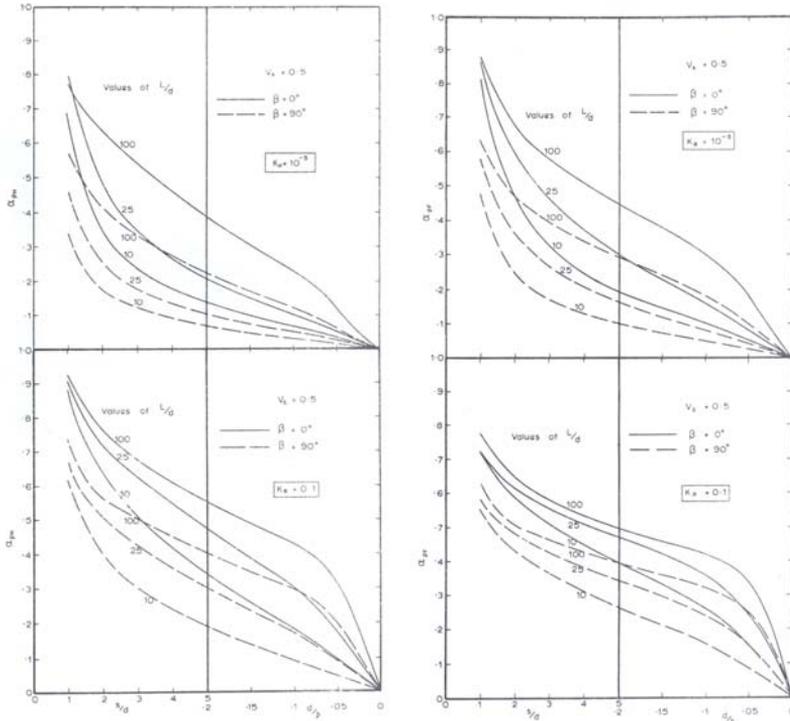


Figura 3.76. Andamento dei coefficienti α_{yH} e α_{yF} al variare dell'interasse relativo per due valori di rigidità relativa (da Poulos, 1971b).

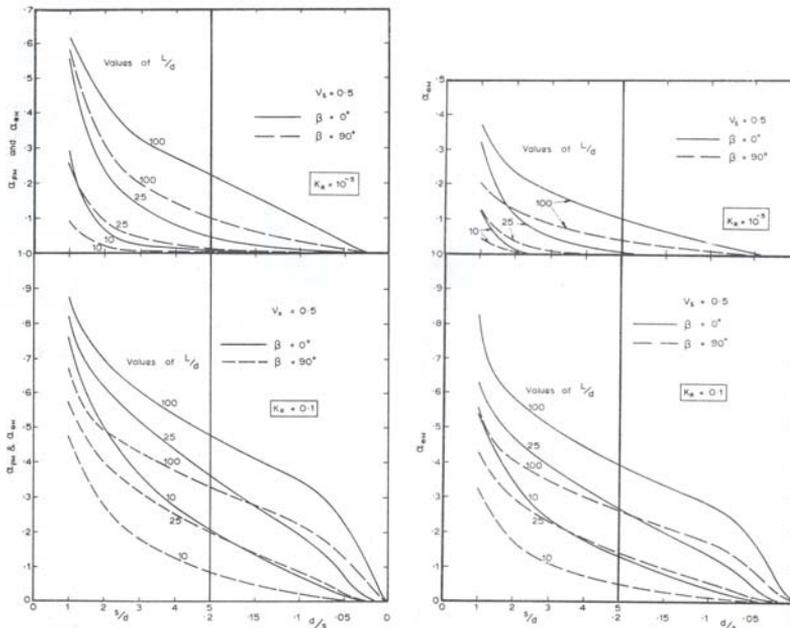


Figura 3.77. Andamento dei coefficienti α_{yM} e α_{0M} al variare dell'interasse relativo per due valori di rigidità relativa (da Poulos, 1971b).

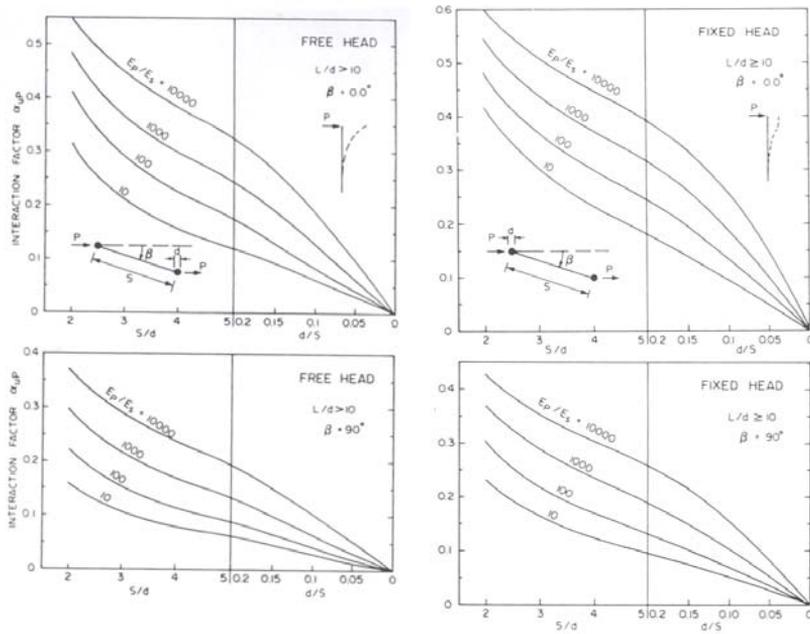


Figura 3.78. Andamento dei coefficienti α_{yH} e α_{yF} al variare dell'interasse relativo per un angolo di deviazione $\beta = 0^\circ$ e $\beta = 90^\circ$ (da El Sharnouby & Novak, 1986).

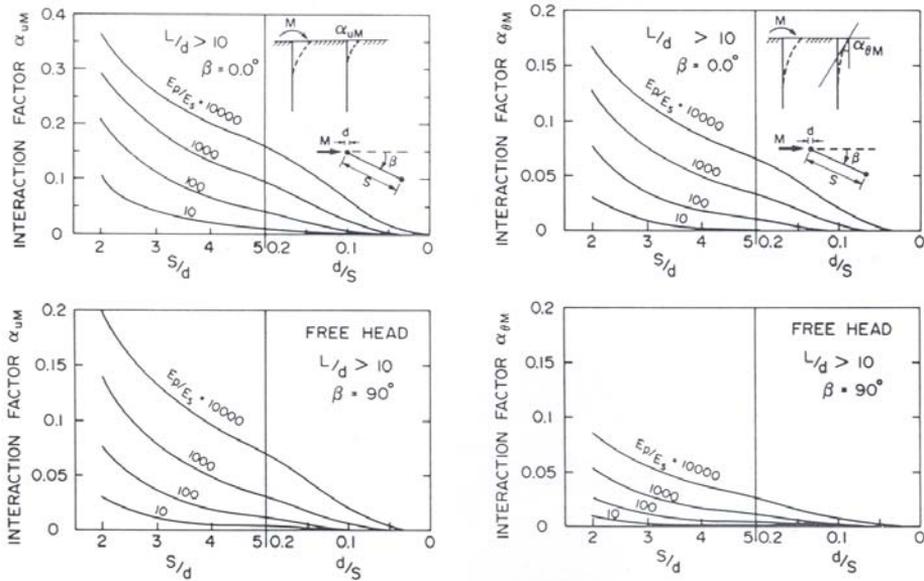


Figura 3.79. Andamento dei coefficienti α_{yM} e $\alpha_{\theta M}$ al variare dell'interasse relativo per un angolo di deviazione $\beta = 0^\circ$ e $\beta = 90^\circ$ (da El Sharnouby & Novak, 1986).

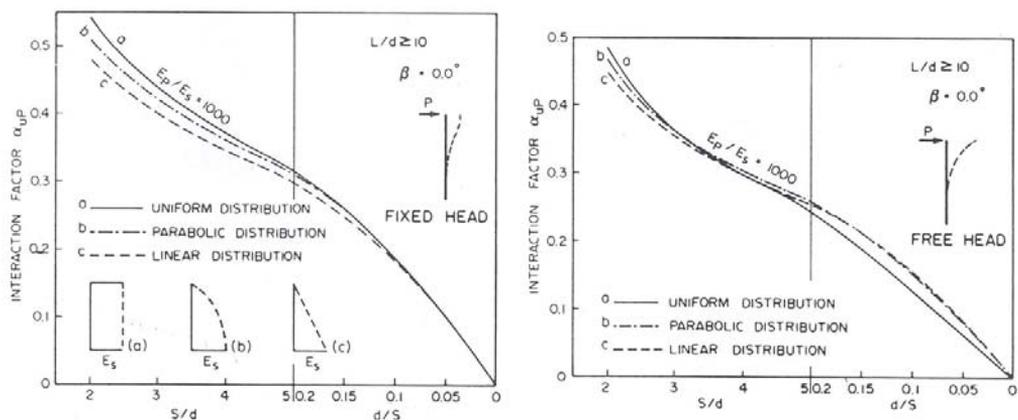


Figura 3.80. Andamento dei coefficienti α_{yH} e α_{yF} al variare dell'interasse relativo per un angolo di deviazione $\beta = 0^\circ$, al variare del modulo di elasticità del terreno con la profondità (da El Sharnouby & Novak, 1986).

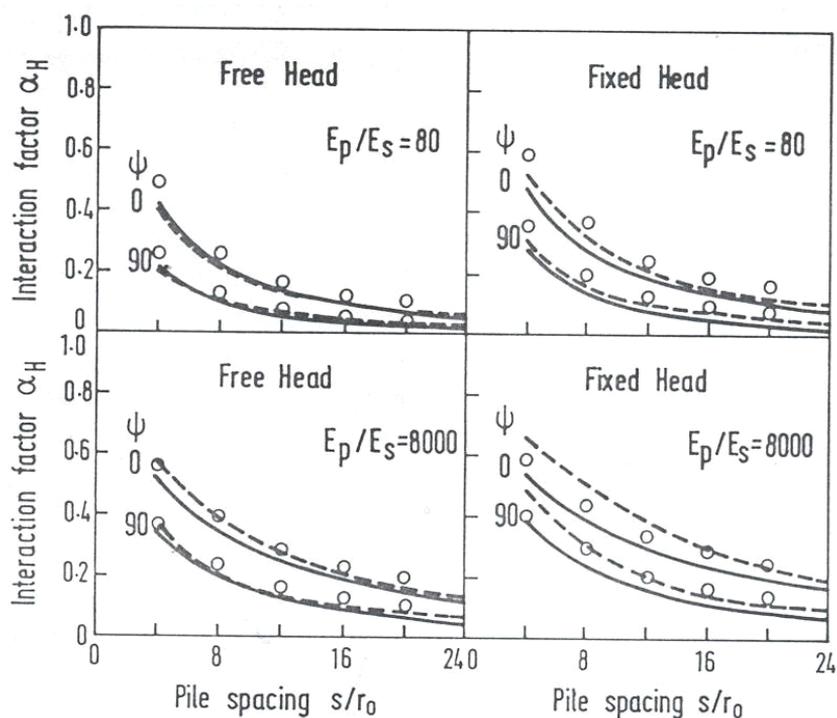


Figura 3.81. Andamento dei coefficienti α_{yH} e α_{yF} al variare dell'interasse relativo per un mezzo con modulo di elasticità costante con la profondità (da Chow, 1987).

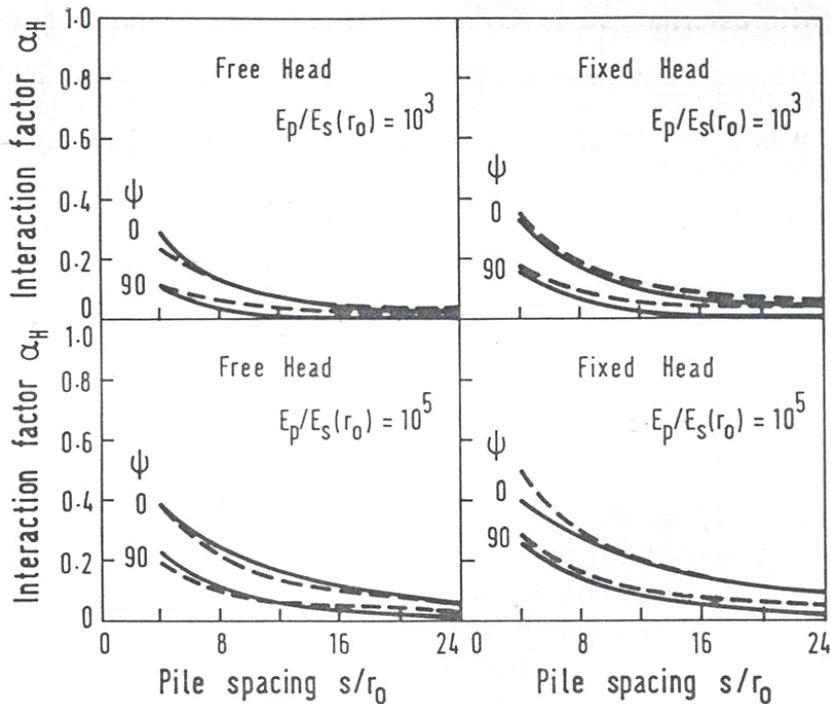


Figura 3.82. Andamento dei coefficienti α_{yH} e α_{yF} al variare dell'interasse relativo per un mezzo con modulo di elasticità linearmente variabile con la profondità (da Chow, 1987).

FORMULE ANALITICHE

RANDOLPH (1981) fornisce una formula analitica per la determinazione del coefficiente α_{yF} , desunta dai risultati delle proprie analisi. Il coefficiente α_{yF} è ritenuto quello più significativo poiché nei casi reali i pali, connessi alla struttura di collegamento, sono nelle condizioni di testa impedita di ruotare. La formula proposta è la seguente:

$$\alpha_{yF} \cong 0.6 \rho_c \left(\frac{E_p}{G_c} \right)^{1/7} \frac{r}{s} (1 + \cos^2 \beta) \quad (3.126)$$

I parametri G_c e ρ_c sono stati definiti nel paragrafo 3.4.1.1 (equazioni 3.107 e 3.108). ρ_c , in particolare, varia tra 1 (terreno omogeneo) e 0,5 (terreno con rigidità proporzionale alla profondità). La formula si riferisce, dunque, ad un terreno in cui il modulo di elasticità varia genericamente con la profondità. Per pali ad interassi molto ridotti, i valori di α_{yF} calcolati con la formula proposta possono

sovrastimare significativamente quelli effettivi. Quando α_{yF} assume valori superiori a 0,5 si propone, in alternativa, di ricorrere ad un valore modificato, definito da:

$$\bar{\alpha}_{yF} = 1 - (4\alpha_{yF})^{-1} \quad (3.127)$$

Lo stesso autore fornisce delle indicazioni anche per il calcolo dei coefficienti di interazione nel caso di pali con testa libera di ruotare. In relazione al coefficiente α_{yH} , si ritiene che possa essere valutato con un'espressione analoga a quella appena riportata, in cui il coefficiente 0,6 è sostituito da 0,5. Le indicazioni di RANDOLPH (1981) sono le seguenti:

$$\alpha_{yh} \cong 0.5 \rho_c \left(\frac{E_p}{G_c} \right)^{1/7} \frac{r}{s} (1 + \cos^2 \beta)$$

$$\alpha_{ym} = \alpha_{\theta h} \cong \alpha_{yh}^2 \quad (3.128)$$

$$\alpha_{\theta m} \cong \alpha_{yh}^3$$

Quando il valore di α_{yH} è maggiore di 0,5 si consiglia di ricorrere ad un valore modificato, determinato con una formula analoga a quella fornita per α_{yF} :

$$\bar{\alpha}_{yH} = 1 - (4\alpha_{yH})^{-1} \quad (3.129)$$

Formule analitiche relative agli andamenti dei coefficienti α sono proposte anche da EL SHARNOUBY & NOVAK (1986).

CONSIDERAZIONI GENERALI

Alla luce della analisi parametriche realizzate, è possibile esprimere le seguenti considerazioni generali sull'andamento dei coefficienti di interazione riferiti ad una coppia di pali:

- i coefficienti a decrescono al crescere dell'interasse relativo s/D ;
- i coefficienti a decrescono al variare di dell'angolo di apertura β da 0° a 90° ;
- i coefficienti a crescono al crescere della rigidezza relativa K ;
- il coefficiente a_{yF} relativo allo spostamento di pali impediti di ruotare in testa è maggiore del coefficiente a_{yH} , relativo a pali liberi di ruotare;
- per pali liberi di ruotare, i valori di a relativi all'azione di una coppia sono minori di quelli relativi ad una forza orizzontale;

- per pali liberi di ruotare, i coefficienti a relativi allo spostamento sono maggiori dei coefficienti relativi alla rotazione;
- i coefficienti a dedotti in un mezzo elastico omogeneo sono maggiori di quelli dedotti in un mezzo con modulo di elasticità variabile con la profondità (circa doppi per RANDOLPH, 1981).

3.4.3 VALORI DEL MODULO ELASTICO DEL TERRENO

L'individuazione di un criterio oggettivo per la determinazione del valore del modulo elastico E_s del terreno da adottare nei modelli del continuo elastico costituisce il maggiore ostacolo all'utilizzo degli stessi.

Alcune delle procedure che si possono seguire per determinare il parametro E_s sono le seguenti (POULOS & DAVIS, 1980):

- prove di laboratorio, nelle quali il percorso tensionale tenta di riprodurre quello degli elementi di terreno posti in prossimità del palo;
- prove di carico su piastra, preferibilmente verticali, a differenti quote;
- prove pressiometriche;
- analisi a ritroso di prove di carico in vera grandezza;
- correlazioni empiriche con altre proprietà del terreno.

Fra le procedure proposte, scarsamente affidabili si sono rivelate quelle che fanno riferimento a prove di laboratorio o a prove di carico su piastra. Risultati incoraggianti sono stati ottenuti, invece, in riferimento alle prove pressiometriche (ad esempio, BAGUELIN ET AL., 1978).

La procedura più affidabile è, ovviamente, quella che fa riferimento all'analisi a ritroso di prove di carico orizzontale realizzate su pali in vera grandezza. In tale modo, difatti, è possibile tenere in conto, nella determinazione di E_s , di tutti i parametri che condizionano la risposta del sistema palo – terreno, non ultimo la tecnologia adottata per la realizzazione del palo.

A partire dai valori di E_s dedotti da analisi a ritroso su un numero cospicuo di casi, in cui le caratteristiche meccaniche e geometriche del sistema palo – terreno variano in un campo sufficientemente ampio, è possibile definire delle correlazioni empiriche, che leghino i valori di E_s ai parametri più significativi. In tale modo, dunque, si realizza uno strumento che consenta di stimare il valore del parametro elastico pur in assenza di una prova di carico.

E' significativo rimarcare come le grandezze utilizzate in un modello di calcolo non rivestano necessariamente un significato fisico assoluto e come in genere queste assumano valori strettamente connessi al loro impiego nel modello.

RANDOLPH (1994), ponendo a confronto tra loro programmi di calcolo per lo studio della risposta di una piastra su pali soggetta a carichi verticali, osserva come si possano raggiungere risultati analoghi circa la determinazione, ad esempio, della capacità portante, nonostante i modelli prevedano l'utilizzo di valori significativamente diversi per parametri meccanici del sistema omologhi. Se ogni modello attribuisce valori differenti a parametri omologhi, questi perdono il significato di grandezze fisiche.

Tornando al caso di pali soggetti ad azioni orizzontali, risulta evidente come la scelta di E_s possa essere condizionata dalle caratteristiche del modello esaminato. Nel voler effettuare un'analisi a ritroso di una prova reale, un modello del continuo elastico che realizza un'analisi semplicemente lineare è indotto a selezionare un valore di E_s *secante*; un modello che prevede la possibilità che insorgano degli scorrimenti relativi all'interfaccia palo – terreno, è indotto a selezionare un valore di E_s *tangente*. In questo secondo caso, inoltre, il valore di E_s determinabile è ulteriormente condizionato dalle ipotesi formulate nel modello in relazione alla distribuzione delle pressioni limite nel terreno.

Da queste brevi considerazioni si evince come la procedura più idonea da seguire per ottenere i valori dei parametri del sistema, nello specifico i valori dei moduli di elasticità del terreno, sia legata alla interpretazione a ritroso di prove sperimentali. Tale interpretazione a ritroso è tuttavia condizionata dalle caratteristiche del modello di analisi. Gli andamenti del parametro così determinato, e le correlazioni con altre grandezze conseguentemente realizzabili, sono valide, a rigore, solo in riferimento allo specifico modello di analisi.

Nelle tabelle 3.24 e 3.25 sono indicati i valori del modulo elastico E_s , o del gradiente m nel caso di modulo elastico variabile linearmente con la profondità (terreni alla Gibson) proposti dagli autori che hanno realizzato analisi a ritroso di casi reali con il modello del continuo elastico.

I valori suggeriti dagli autori, sovente per loro esplicita ammissione, sono puramente indicativi, e sono da ritenere utilizzabili a fini progettuali. Significativa, inoltre, è la considerazione che molti degli autori degli studi parametrici di riferimento, riportati nei paragrafi 3.2.3 e 3.3.2, preferiscono non riportare alcun suggerimento.

Modulo costante

autore	analisi	terreni coesivi	sabbie		
			sciolti	medie	dense
		E_s (kN/m ²)			
Poulos (1971a)	lineare	15 – 95 c_u	900 – 2100	2100 – 4100	4100 – 9700
Poulos (1973a)	non lineare	200 – 450 c_u	---	---	---
Banerjee & Davies (1978)	lineare	100 – 180 c_u	---	---	---
Dente & Gullà (1983)	lineare	100 – 180 c_u	---	---	---
Budhu & Davies (1986)	non lineare	500 – 1000 c_u	---	---	---

Tabella 3.24. Valori suggeriti per la scelta del modulo elastico E_s del terreno.

Modulo linearmente variabile

autore	analisi	argille NC	sabbie		
			sciolte	medie	dense
		m (kN/m ³)			
Poulos (1973a)	non lineare	110 – 800	1370 – 2450	4900 – 7350	11750 – 19600
Banerjee & Davies (1978)	lineare	---	10850		
Dente & Gullà (1983)	lineare	---	6800	---	19000
Budhu & Davies (1987; 1988)	non lineare	> 1000 c_u/z	20000 – 40000	30000 – 60000	40000 – 80000

Tabella 3.25. Valori suggeriti per la scelta del gradiente del modulo elastico del terreno con la profondità m .

PARTE II

IL CODICE NAPHOL

CAPITOLO 4

4.1 DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA DI CALCOLO

Nella presente Tesi di Dottorato è stato messo a punto un programma di calcolo per lo studio della risposta di pali di fondazione ad asse verticale, singoli ed in gruppo, soggetti a carichi statici, ortogonali al proprio asse. Il programma si prefigge lo scopo di descrivere l'andamento della curva carichi – spostamenti del palo (o del gruppo), realizzando un'analisi non lineare di tipo incrementale. Più in dettaglio, per ogni valore di carico, il programma consente di determinare gli spostamenti orizzontali lungo il fusto del palo, le sollecitazioni di momento flettente e taglio su di esso agenti, il profilo delle reazioni esercitate dal terreno. Nel caso del gruppo di pali, è possibile individuare le modalità di ripartizione del carico totale agente sui singoli pali; per ciascuno di essi è quindi definito l'andamento, con la profondità, degli spostamenti orizzontali, dei momenti flettenti e del taglio, delle reazioni del terreno. Il programma di calcolo è stato denominato NAPHOL: *Non-linear Analysis of Piles under HOrizontal Loads*.

Il programma è basato sull'adozione del modello di continuo elastico per il terreno; il metodo numerico risolutivo è agli elementi di contorno. La realizzazione del programma si inserisce in un più ampio progetto di ricerca in corso al Dipartimento di Ingegneria Geotecnica (DIG) di Napoli, legato allo studio del comportamento delle fondazioni profonde. Nel corso di precedenti Tesi di Dottorato, difatti, sono stati messi a punto dei programmi di calcolo per lo studio del comportamento di pali in gruppo soggetti a carichi verticali (GRUPPALO; MANDOLINI, 1994) e del comportamento di piastre su pali, anch'esse soggette a carichi verticali (NAPRA; RUSSO, 1996). Entrambi questi programmi adottano per il terreno il modello del continuo elastico e sono risolti con metodi agli elementi di contorno. Il programma in esame si propone come uno strumento attraverso il quale estendere le conoscenze e le capacità di analisi al comportamento dei gruppi di pali (la piastra non è a contatto con il terreno) soggetti a carichi orizzontali. Il fine ultimo della ricerca in corso al DIG è quello di giungere ad uno strumento di analisi che consenta di studiare la risposta di un gruppo di pali soggetto a carichi combinati, dunque ad azioni orizzontali e verticali contemporaneamente agenti. L'obiettivo di una *integrazione* tra i programmi di analisi già disponibili e del programma realizzato nella presente Tesi è uno dei motivi della scelta di adottare il modello di continuo elastico per schematizzare il comportamento del terreno.

La scelta del continuo elastico quale modello per il terreno consente di schematizzare il comportamento del mezzo ricorrendo ad un numero di parametri relativamente limitato. La procedura risolutiva agli elementi di contorno consente di individuare una volta per tutte, in origine, la discretizzazione del sistema palo –

terreno da adottare nelle analisi. A differenza di analisi realizzate con i metodi agli elementi finiti, dunque, non è necessario ridefinire il reticolo di discretizzazione al variare dei parametri geometrici e/o meccanici del problema.

Gli aspetti fondamentali della modellazione del programma NAPHOL risalgono alle pubblicazioni di POULOS (1971a; 1971b; paragrafo 3.2.3). Il palo è un elemento elastico ed è schematizzato come una striscia verticale sottile, caratterizzata da una larghezza D ed una rigidezza flessionale $E_p I_p$; la striscia è suddivisa in n conci. Particolare attenzione è rivolta alle modalità di discretizzazione della striscia, per le quali si fa riferimento alle osservazioni riportate da EVANGELISTA (1976) ed EVANGELISTA & VIGGIANI (1976). Su ciascuno dei conci di palo agisce una pressione p_i , esemplificativa dell'azione del terreno, ed omogenea sul concio considerato. Il terreno è modellato come un semispazio elastico ed isotropo, caratterizzato da un modulo di Young E_s ed un coefficiente di Poisson ν_s . La matrice di rigidezza del terreno è determinata integrando l'equazione di Mindlin, utilizzata nel programma come funzione di Green. Per estendere l'applicabilità dell'equazione a un mezzo elastico con modulo di elasticità variabile con la profondità, si ricorre alla approssimazione proposta da POULOS (1979a; paragrafo 4.1.2). Il comportamento non lineare della risposta al crescere dei carichi è modellato introducendo dei valori limite superiori alla pressione che il terreno può esercitare su ciascun concio del palo. Raggiunti i valori di soglia in corrispondenza di uno dei conci, si ammette che possa verificarsi uno scorrimento relativo palo – terreno in corrispondenza di tale concio; l'azione del terreno in corrispondenza di quel concio si mantiene costante e i successivi incrementi di carico sono assorbiti dai soli conci che permangono in fase elastica. La progressiva *plasticizzazione* del terreno produce una risposta di tipo non lineare del sistema. L'analisi non lineare di tipo incrementale è stata proposta originariamente da POULOS (1971a) e utilizzata in maniera più sistematica da DAVIES & BUDHU (1986) e BUDHU & DAVIES (1987; 1988), in riferimento al solo palo singolo. Nel programma di calcolo l'analisi non lineare di tipo incrementale è estesa al gruppo di pali.

Il programma di calcolo è scritto in linguaggio *Visual Basic* ed è eseguibile su un foglio di calcolo *Microsoft Excel*.

4.1.1 MODELLAZIONE DEL PALO

Il palo è modellato come una striscia verticale sottile, di forma rettangolare. I parametri che lo caratterizzano sono la lunghezza L , la larghezza D e la rigidezza flessionale $E_p I_p$.

Il parametro D definisce la larghezza equivalente della striscia; essa è pari al diametro del palo se questo è a sezione circolare, al lato posto nella direzione

ortogonale allo spostamento se il palo è di forma rettangolare (o quadrata). Più in generale, il parametro D definisce la dimensione del palo nella direzione ortogonale a quella di avanzamento nel terreno.

Il parametro $E_p I_p$ definisce la rigidezza flessionale equivalente della striscia; tale parametro corrisponde al valore di rigidezza flessionale del palo reale. Il palo è ritenuto un elemento elastico – perfettamente plastico. Il programma non prevede, dunque, la possibilità di considerare una rigidezza flessionale progressivamente decrescente con l'aumentare delle deformazioni. Nelle prove di carico condotte su pali reali, in particolare riferimento a prove realizzate su pali in calcestruzzo, il raggiungimento di livelli di carico elevati può indurre l'insorgere di fenomeni di fessurazione del materiale; questi sono responsabili, a loro volta, di una riduzione del valore di rigidezza flessionale $E_p I_p$ iniziale. Se la riduzione è significativa, la risposta ottenuta con il programma di calcolo, in termini di spostamenti del palo, può sottostimare gli andamenti reali, a partire dall'insorgere dei fenomeni di fessurazione. Tale limitazione è circoscritta a livelli di carico prossimi a quelli di rottura. L'ipotesi di comportamento elastico del palo non condiziona la riproducibilità della risposta reale in condizioni di esercizio.

La lunghezza L è considerata a partire dal punto di applicazione della forza fino alla base del palo. Il parametro L è dunque comprensivo della porzione di palo effettivamente interrata e della porzione fuori terra. La porzione di palo compresa fra il piano campagna ed il punto di applicazione della forza definisce l'eccentricità e con cui la forza è applicata. Un valore di eccentricità non nullo comporta l'azione contemporanea, sul palo, di una forza orizzontale H e di una coppia $M = H \cdot e$. Il valore di e va specificato tra i parametri di ingresso, assieme alle citate grandezze D , L , $E_p I_p$ (figura 4.1).

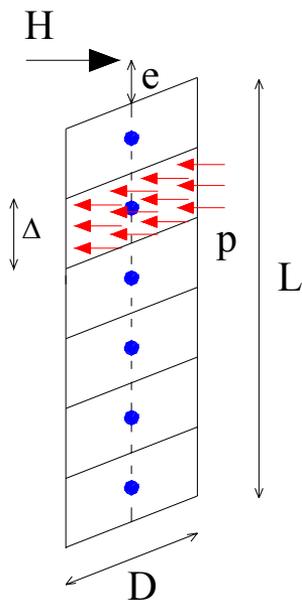


Figura 4.1. Modellazione del palo.

DISCRETIZZAZIONE

Il palo è discretizzato in n conci. Il criterio di discretizzazione prevede che lo spessore Δ_i dei conci vari, aumentando, con la profondità (figura 4.8). Questa scelta è motivata dalla considerazione che la risposta del palo flessibile soggetto ad azioni orizzontali è condizionata essenzialmente dall'interazione con il terreno nei primi 10 – 15 diametri di profondità (paragrafo 2.1). In corrispondenza di tali quote, dunque, è necessario infittire la discretizzazione dell'elemento. Un aumento progressivo dello spessore dei conci all'aumentare della profondità non influisce significativamente sulla risposta ottenibile con il modello, e consente allo stesso tempo di ridurre il numero complessivo di conci, e quindi di incognite, del sistema (EVANGELISTA, 1976; EVANGELISTA & VIGGIANI, 1976). La discretizzazione definitiva adottata nel modello di calcolo prevede il ricorso a 60 conci. Le descrizioni dettagliate delle modalità di discretizzazione e l'influenza che questa produce sulla risposta del palo sono esposte nel paragrafo 4.1.5.

MATRICE DI FLESSIBILITÀ

Su ciascun concio i – esimo del palo agisce una pressione p_i , costante sul concio considerato ed ortogonale ad esso (figura 4.1). Le azioni del terreno, dunque, sono considerate in forma discreta piuttosto che continua. La pressione p_i modella l'azione complessiva che il terreno esercita sul palo, ed è comprensiva della resistenza a compressione offerta dalla porzione di terreno posta di fronte alla direzione di avanzamento del palo, delle tensioni tangenziali che si sviluppano sui bordi e dei valori, seppur contenuti e presenti solo a livelli di spostamento ridotto, di resistenza a trazione che si sviluppano a tergo.

Nel determinare la matrice di flessibilità del palo si considera che gli elementi che lo compongono possano essere soggetti a spostamenti nella sola direzione di applicazione della forza. Non è previsto che si verifichino spostamenti verticali (cioè lungo l'asse del palo) né tanto meno orizzontali in direzione ortogonale a quella della forza. La matrice di flessibilità del palo, e quella complessiva del sistema palo – terreno, risultano quindi semplificate.

La matrice di flessibilità del palo è ottenuta utilizzando la teoria della trave elastica di Bernoulli – Eulero e facendo ricorso al metodo del vincolo ausiliario. Il metodo del vincolo ausiliario prevede che una delle estremità del palo (nel caso in questione, quella superiore) sia ritenuta vincolata tramite la presenza di un incastro; si assume pertanto impedita, fittiziamente, tanto la rotazione quanto lo spostamento in direzione orizzontale della testa del palo. In questo modo si rende, mediante la soppressione di due gradi di libertà cinematica, staticamente determinata la trave.

Lo spostamento e la rotazione in testa y_0 e θ_0 divengono incognite aggiuntive del problema (figura 4.2).

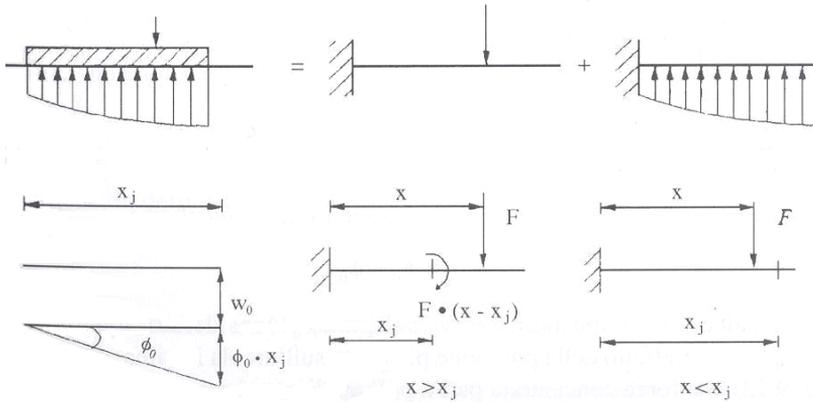


Figura 4.2. Schema di applicazione del metodo del vincolo ausiliario (da Viggiani, 1999).

Gli spostamenti orizzontali y_i del baricentro del generico concio i – esimo, sono frutto, per sovrapposizione degli effetti, della somma di tre differenti contributi: gli spostamenti y_i' indotti dalle azioni esterne; gli spostamenti y_i'' dovuti alle n reazioni del terreno agenti lungo il fusto del palo, gli spostamenti y_i''' derivanti da un atto di moto rigido della trave, costituito a sua volta dalla composizione di una traslazione rigida y_0 ed una rotazione rigida θ_0 :

$$y_i = y_i' + y_i'' + y_i''' \quad (4.1)$$

Nel problema in questione, le forze esterne (forza orizzontale e/o coppia) agiscono esclusivamente alla testa del palo, in corrispondenza del quale è stato disposto il vincolo ausiliario di incastro. Risulta dunque:

$$y_i' = 0 \quad (4.2)$$

Gli spostamenti y_i'' dovuti alle n forze P_j del terreno ($P_j = p_j \cdot D \cdot \Delta_j$, con Δ_j spessore del j – esimo concio considerato e D larghezza dello stesso), che modellano in forma discreta le azioni continue che il terreno esercita sul palo, sono determinati dalla relazione:

$$y_i'' = \sum_{j=1}^n a_{ij} P_j \quad (4.3)$$

I fattori a_{ij} definiscono la matrice di flessibilità del palo e sono pari a:

$$a_{ij} = \frac{z_i^3}{3 E_p I_p} + \frac{z_i^2 (z_j - z_i)}{2 E_p I_p} \quad \text{se } z_i \leq z_j$$

$$a_{ij} = \frac{z_j^3}{3 E_p I_p} + \frac{z_j^2 (z_i - z_j)}{2 E_p I_p} \quad \text{se } z_i > z_j$$
(4.4)

z_i e z_j definiscono le distanze, dalla testa del palo, del punto in cui si considera lo spostamento e del punto in cui agisce la forza, rispettivamente.

Infine, gli spostamenti y_i''' derivanti dall'atto di moto rigido della trave sono pari a:

$$y_i''' = y_0 + \theta_0 \cdot z_i$$
(4.5)

In definitiva, gli spostamenti del palo in corrispondenza del baricentro dell' i -esimo concio sono forniti dalla relazione:

$$y_i = - \sum_{j=1}^n \alpha_{ij} P_j + y_0 + \theta_0 \cdot z_i$$
(4.6)

Il segno opposto dei due differenti contributi, quello relativo alle azioni del terreno e quello dovuto all'atto di moto rigido, è motivato dal fatto che essi inducono sul palo spostamenti in direzione opposta fra loro.

Gli spostamenti del palo, valutati in corrispondenza del baricentro di ciascuno degli n conci in cui questo è suddiviso, sono eguagliati, nell'ipotesi del rispetto della congruenza, agli spostamenti del terreno. Le ipotesi di congruenza consentono di ottenere n equazioni risolutive, cui sono aggiunte opportune equazioni di equilibrio, dipendenti dalle condizioni di vincolo in testa al palo. Le caratteristiche del sistema di equazioni risolutivo del sistema sono riportate nel paragrafo 4.1.3.

CONDIZIONI DI VINCOLO IN TESTA AL PALO

Il programma di calcolo prevede che il palo, sia quando analizzato come singolo sia quando analizzato come gruppo, possa essere caratterizzato da due differenti condizioni di vincolo: il palo può essere libero o impedito di ruotare in testa. Nei casi reali, la prima condizione si verifica usualmente quando si realizzano prove di carico orizzontale su pali singoli; la seconda si rinviene solitamente in riferimento a pali in gruppo. Se la connessione tra la testa dei pali e la struttura di collegamento

del gruppo di pali (trave, plinto, piastra) è sufficientemente rigida, difatti, si può considerare che la condizione di rotazione impedita sia verosimile.

La differente condizione di vincolo in testa induce una leggera differenza nella definizione delle equazioni di equilibrio e nell'aspetto che assume il sistema di equazioni risolutivo del complesso palo – terreno: la condizione di palo impedito di ruotare in testa riduce il numero di incognite di una unità, poiché il parametro ϑ_0 risulta nullo. Anche di questo aspetto si dà conto nel paragrafo 4.1.3.

MOMENTO DI PLASTICIZZAZIONE

La modellazione del palo, prevede, come ulteriore parametro di ingresso, il valore del momento flettente massimo M_y , in corrispondenza del quale si induce la formazione di una cerniera plastica. Il raggiungimento delle condizioni di collasso del palo, nel programma di calcolo realizzato, non sono progressive; non è previsto, in altre parole, un progressivo degrado della rigidezza flessionale $E_p I_p$ al crescere delle rotazioni del palo. La modellazione del comportamento flessionale del palo è di tipo elastico – perfettamente plastico.

4.1.2 MODELLAZIONE DEL TERRENO

Il terreno è modellato come un semispazio elastico omogeneo ed isotropo, caratterizzato da un valore del modulo di Young E_s ed uno del coefficiente di Poisson ν_s . Il programma si avvale, quale funzione di Green, dell'equazione di Mindlin, che fornisce il valore dello spostamento indotto in un punto di un semispazio elastico da una forza agente in un altro suo punto (figura 4.3). L'utilizzo dell'equazione di Mindlin consente di determinare la matrice di flessibilità del terreno.

FORMULA DI MINDLIN

Lo spostamento indotto in un punto generico i – esimo del semispazio elastico per effetto dell'azione di una forza P_j agente in un punto j - esimo del medesimo semispazio può essere valutato mediante la relazione:

$$w_i = \bar{b}_{ij} P_j \quad (4.7)$$

Il fattore \bar{b}_{ij} è determinato ricorrendo alla citata equazione di Mindlin. Facendo riferimento alla figura 4.3 (la direzione x è quella lungo la quale agisce la forza), l'equazione fornisce la relazione:

$$\bar{b}_{ij} = \frac{A_{ij} + B_{ij} + C_{ij}}{16 \pi G(1-\nu)} \quad (4.8)$$

dove:

$$G = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)}$$

$$A_{ij} = \frac{(3-4\nu_s)}{R_{1ij}} + \frac{1}{R_{2ij}} + \frac{x_{ij}^2}{R_{1ij}^3} + \frac{(3-4\nu_s)x_{ij}^2}{R_{2ij}^3}$$

$$B_{ij} = \frac{2c_j z_i}{R_{2ij}^3} \left(1 - \frac{3x_{ij}^2}{R_{2ij}^2} \right)$$

$$C_{ij} = \frac{4(1-\nu_s)(1-2\nu_s)}{R_{2ij} + z_i + c_j} \left(1 - \frac{x_{ij}^2}{R_{2ij}(R_{2ij} + c_j + z_i)} \right) \quad (4.9)$$

$$r_{ij} = \sqrt{x_{ij}^2 + y_{ij}^2}$$

$$R_{1ij} = \sqrt{r_{ij}^2 + (z_i - c_j)^2}$$

$$R_{2ij} = \sqrt{r_{ij}^2 + (z_i + c_j)^2}$$

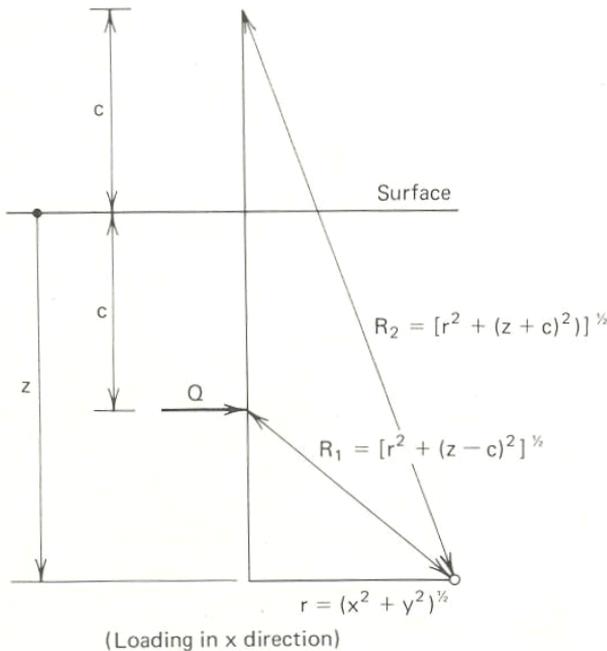


Figura 4.3. Schema geometrico per il calcolo della formula di Mindlin (da Poulos & Davis, 1980).

x_{ij} definisce la distanza relativa in direzione x , lungo cui agisce la forza, tra il punto i – esimo in cui si valuta lo spostamento e il punto j – esimo in cui la forza è applicata. y_{ij} definisce la distanza relativa tra i due punti nella direzione y , ortogonale alla direzione di applicazione della forza. z_i e c_j individuano, rispettivamente, la profondità del punto in cui si valuta lo spostamento e quella del punto in cui la forza è applicata. Nel caso del palo singolo, il termine x_{ij} risulta nullo, poiché i punti di applicazione delle forze e i punti in cui sono valutati gli spostamenti sono contenuti nello stesso piano (il palo è modellato come una lama sottile).

INTEGRAZIONE DELL'EQUAZIONE DI MINDLIN E MATRICE DI FLESSIBILITÀ DEL TERRENO

Nel programma di calcolo elaborato, le azioni che il terreno esercita sulla striscia verticale sottile che rappresenta il palo sono modellate mediante pressioni p_j , uniformi su ciascun concio j - esimo. Ai fini della determinazione della matrice di flessibilità del terreno, va determinato lo spostamento indotto nel baricentro del concio i – esimo di palo da una pressione uniforme agente su un concio j – esimo di forma rettangolare. E' dunque necessario integrare l'equazione di Mindlin, definita in forma puntuale, su una superficie di forma rettangolare. La soluzione dell'integrazione dell'equazione di Mindlin su una superficie rettangolare è stata ottenuta da DOUGLAS & DAVIS (1964) e utilizzata da POULOS (1971a, 1971b). Nel programma di calcolo NAPHOL l'integrazione dell'equazione di Mindlin viene realizzata per via numerica, mediante un processo di discretizzazione della pressione uniforme esercitata dal terreno su ciascun concio in $r \times s$ forze puntuali. Ciascun concio j - esimo del palo, dunque, viene suddiviso in $r \times s$ sottoconci, di dimensioni pari, nelle due direzioni, a $\Delta y_j = D/r$ e $\Delta z_j = \Delta_j/s$. Δ_j è lo spessore del concio j – esimo; D la larghezza del palo (figura 4.9). Su ciascuno dei sottoconci in cui è suddiviso il j – esimo concio agisce una forza puntuale pari a

$$\bar{P}_{jrs} = p_j \cdot \Delta y_j \cdot \Delta z_j \quad (4.10)$$

Questa è applicata nel baricentro di ogni sottoconcio. Evidentemente risulta:

$$\left(\sum_r \left(\sum_s \bar{P}_{jrs} \right) \right) = P_j = p_j \cdot D \cdot \Delta_j \quad (4.11)$$

Lo spostamento indotto nel baricentro i – esimo di un concio del palo per effetto delle $r \times s$ forze puntuali agenti all'interfaccia palo – terreno del concio j – esimo, applicate nei baricentri degli $r \times s$ sottoconci, sarà pari, per effetto del principio di sovrapposizione, a:

$$w_{ij} = \left(\sum_r \left(\sum_s b_{ijrs} \bar{P}_{jrs} \right) \right) = b_{ij} P_j \quad (4.12)$$

Lo spostamento indotto nel baricentro di un concio i – esimo del palo per effetto del complesso delle n forze agenti all'interfaccia palo terreno lungo gli n conci, ciascuna delle quali ripartita in $r \times s$ forze puntuali, sarà pari a:

$$w_i = \sum_{j=1}^n b_{ij} P_j \quad (4.13)$$

I fattori b_{ij} rappresentano i termini della matrice di flessibilità del palo, ottenuta integrando, con una procedura numerica, l'equazione di Mindlin su una superficie rettangolare.

Per quanto attiene alle modalità di suddivisione dei conci del palo in $r \times s$ sottoconci, di dimensioni Δy_i e Δz_i , è stato realizzato uno studio parametrico che ha consentito di ottimizzare la soluzione adottata. Dello studio parametrico condotto e delle soluzioni adottate in via definitiva per la suddivisione in sottoconci, ai fini della integrazione della equazione di Mindlin per via numerica, si dà conto al paragrafo 4.1.6.

ESTENSIONE DELLA APPLICABILITÀ DELLA EQUAZIONE DI MINDLIN A SEMISPAZI NON OMOGENEI

Il programma di calcolo prevede la possibilità di rimuovere l'ipotesi di omogeneità del semispazio elastico. In particolare, è possibile definire una variabilità arbitraria del modulo di elasticità E_s con la profondità. Si può ritenere opportuno, ad esempio, assumere che E_s vari linearmente con la profondità (terreno alla Gibson); altrimenti, in caso di terreno stratificato, si può ammettere che il valore di E_s presenti una variabilità *a gradini*, con una discontinuità nel valore assunto dal modulo di Young in corrispondenza del passaggio da uno strato al successivo.

Nei casi citati, l'equazione di Mindlin non è valida, poiché essa è ottenuta in riferimento ad un semispazio all'interno del quale il valore del modulo E_s sia costante. Affinché tale equazione risulti applicabile anche al caso di terreni non omogenei o al caso di terreni stratificati, è necessario introdurre una approssimazione numerica nella valutazione del modulo. POULOS (1979a), in riferimento allo studio della risposta di un palo soggetto a carichi assiali in un mezzo non omogeneo, mette a confronto i risultati ottenuti assegnando al modulo di Young un valore equivalente E_{eq} definito secondo tre possibili modalità:

- 1) $E_{eq} = E_i$
 - 2) $E_{eq} = \max(E_i; E_j)$
 - 3) $E_{eq} = \frac{E_i + E_j}{2}$
- (4.14)

dove il modulo E_i fa riferimento al punto in cui si valuta lo spostamento, E_j al punto in cui è applicata la forza. Alla luce dei risultati ottenuti, l'autore conclude che l'ipotesi più soddisfacente è la terza. L'ipotesi 1, d'altro canto, era precedentemente stata utilizzata dallo stesso autore per studiare della risposta di pali soggetti a carichi orizzontali in terreni non omogenei (POULOS, 1973a).

Nel rispetto delle conclusioni tratte da POULOS (1979a), nel programma di calcolo NAPHOL si assume che, definito E_i il valore del modulo elastico nel punto i – esimo in cui si valuta lo spostamento e definito E_j il valore del modulo elastico nel punto j – esimo in cui agisce la forza, il valore E utilizzato nella formula di Mindlin sia quello medio fra i due:

$$E = \frac{E_i + E_j}{2} \quad (4.15)$$

Questa assunzione induce, evidentemente, l'introduzione di una approssimazione nella determinazione degli spostamenti del terreno. Tale approssimazione è tanto meno soddisfacente quanto maggiore è l'eterogeneità degli strati e quanto più brusco è il passaggio a valori di E_s diversi fra loro. Gli studi condotti in relazione al comportamento di pali soggetti ad azioni verticali (POULOS, 1979a; DE SANCTIS, 2000) evidenziano come determinate successioni di strati (terreni più rigidi sovrastanti terreni più cedevoli) tendano ad esaltare gli errori. Nel caso dei pali soggetti a carichi orizzontali, tuttavia, si ritiene che l'approssimazione introdotta possa essere tollerabile (DENTE & GULLÀ, 1983). Per i pali soggetti ad azioni orizzontali, difatti, la porzione di terreno che condiziona significativamente la risposta è limitata ad una profondità corrispondente ai primi 10 – 15 diametri del palo. Questa circostanza riduce le occasioni nelle quali il terreno, nei casi reali, presenti condizioni di marcata eterogeneità; nella maggior parte dei casi, difatti, lo strato significativo ai fini della risposta si rivela essere solo il primo e le possibilità che il valore di E_s vari bruscamente sono ridotte.

COEFFICIENTE DI POISSON

Il coefficiente di Poisson ν_s è un parametro che ha un'influenza ridotta sui risultati. Pertanto viene adottato un valore unico di tale parametro, anche in presenza di

terreni stratificati. In questa circostanza, il valore di v_s cui si fa riferimento è quello relativo al primo strato, che è il più significativo ai fini della risposta globale del palo caricato da azioni orizzontali.

Per terreni coesivi, si assume $v_s = 0,5$. Per terreni incoerenti, si pone:

$$\frac{v_s}{1 - v_s} = 1 - \sin \phi \quad \Rightarrow \quad v_s = \frac{1 - \sin \phi}{2 - \sin \phi} \quad (4.16)$$

4.1.3 SISTEMA DI EQUAZIONI RISOLUTIVO

4.1.3.1 PALO SINGOLO

Il sistema di equazioni risolutivo del problema di interazione palo – terreno sotto l'azione di carichi orizzontali è ottenuto imponendo la congruenza degli spostamenti all'interfaccia palo – terreno in corrispondenza dei baricentri degli n conci in cui il palo è suddiviso. Denominati y_i gli spostamenti del palo e w_i gli spostamenti del terreno, è possibile scrivere n equazioni di congruenza:

$$y_i = w_i \quad (4.17)$$

Gli spostamenti di palo e terreno sono determinati, rispettivamente, mediante le equazioni 4.6 e 4.13, dalle quali risulta:

$$-\sum_{j=1}^n a_{ij} P_j + y_o + z_i \theta_0 = \sum_{j=1}^n b_{ij} P_j \quad \Rightarrow \quad \sum_{j=1}^n (a_{ij} + b_{ij}) P_j - y_o - z_i \theta_0 = 0 \quad (4.18)$$

La matrice

$$c_{ij} = a_{ij} + b_{ij} \quad (4.19)$$

di dimensioni $n \times n$, definisce la matrice di flessibilità globale del sistema palo – terreno.

Alle n equazioni di congruenza si aggiungono, per il palo singolo, libero di ruotare in testa, due equazioni di equilibrio, alla traslazione orizzontale e alla rotazione, rispettivamente:

$$\sum_{i=1}^n P_i = H \quad (4.20)$$

$$\sum_{i=1}^n P_i \cdot z_i = -M \quad (4.21)$$

H rappresenta il carico orizzontale applicato in testa al palo; M la coppia concentrata, anch'essa agente in testa al palo.

Le n equazioni di congruenza e le due equazioni di equilibrio forniscono le $n + 2$ equazioni risolutive del sistema, che consta di $n + 2$ incognite: le n reazioni del terreno ($P_i = p_i \cdot D \cdot \Delta_i$, con Δ_i spessore del i - esimo concio considerato e D larghezza del palo) e le due incognite aggiuntive dovute all'adozione del metodo del vincolo ausiliario: lo spostamento in testa al palo y_0 e la rotazione in testa θ_0 . In termini matriciali espliciti, il sistema di equazioni risolutivo si presenta nella seguente forma:

$$\begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \dots & c_{1n} & -1 & -z_1 \\ c_{21} & c_{22} & \dots & c_{2n} & -1 & -z_2 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ c_{n1} & c_{n2} & \dots & c_{nn} & -1 & -z_n \\ \hline 1 & 1 & \dots & 1 & 0 & 0 \\ z_1 & z_2 & \dots & z_n & 0 & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \dots \\ P_n \\ y_0 \\ \theta_0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \dots \\ 0 \\ H \\ -M \end{Bmatrix} \quad (4.22)$$

La matrice risolutiva del sistema, di dimensioni $(n + 2) \times (n + 2)$, contiene al suo interno la matrice $c_{ij} = a_{ij} + b_{ij}$, di dimensioni $n \times n$, che costituisce la matrice di flessibilità del complesso palo - terreno. Poiché la discretizzazione del palo in conci non è omogenea, ma varia con la profondità (paragrafo 4.1.5), la matrice c_{ij} non è simmetrica. Le prime n righe del sistema di equazioni sono relative alle equazioni di congruenza; le ultime due a quelle di equilibrio.

Il sistema di equazioni risolutivo differisce leggermente da quello proposto se il palo singolo, piuttosto che essere libero di ruotare in testa, è considerato vincolato all'estremità superiore in modo tale che la rotazione ne risulti impedita. In tal caso, l'incognita θ_0 assume un valore noto, cioè nullo. Il numero di incognite diminuisce di una unità, così come di una unità diminuisce il numero di equazioni del sistema, poiché non si considera l'equazione di equilibrio alla rotazione. Per un palo con rotazione in testa impedita, il sistema di equazioni risolutivo diviene:

$$\left[\begin{array}{cccc|c} c_{11} & c_{12} & \dots & c_{1n} & -1 \\ c_{21} & c_{22} & \dots & c_{2n} & -1 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ c_{n1} & c_{n2} & \dots & c_{nn} & -1 \\ \hline 1 & 1 & \dots & 1 & 0 \end{array} \right] \cdot \left\{ \begin{array}{c} P_1 \\ P_2 \\ \dots \\ P_n \\ y_0 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} 0 \\ 0 \\ \dots \\ 0 \\ H \end{array} \right\} \quad (4.23)$$

SPOSTAMENTI, TAGLI, MOMENTI FLETTENTI

La soluzione del sistema di equazioni, in entrambi i casi considerati (palo libero o palo impedito di ruotare in testa), consente di ottenere le n incognite reazioni del terreno P_i , agenti in corrispondenza delle quote z_i , lo spostamento in testa del palo e, nel caso di palo libero di ruotare, la rotazione in testa. A partire da questi valori è possibile determinare la deformata del palo lungo il fusto utilizzando le equazioni 4.6, che danno conto degli spostamenti dei baricentri dei conci del palo.

È possibile inoltre, mediante considerazioni di equilibrio, determinare le sollecitazioni taglienti e flettenti agenti lungo il fusto del palo. Queste sono definite in corrispondenza della base di ciascun concio i – esimo in cui il palo è stato ripartito. Per quanto riguarda la sollecitazione di taglio, il valore T_i agente in alla base del concio i – esimo è fornito dalla relazione (si consideri che $T_0 = H$):

$$T_i = T_{i-1} - P_i \quad (4.24)$$

Per quanto attiene al momento flettente, il valore di M_i agente alla base del concio i – esimo è fornito dalla relazione:

$$M_i = M_{i-1} - T_{i-1} \cdot \Delta_i - P_i \cdot \frac{\Delta_i}{2} \quad (4.25)$$

Δ_i è lo spessore del concio i – esimo. In definitiva si ottiene l'andamento del taglio e del momento lungo il fusto del palo.

4.1.3.2 PALI IN GRUPPO

Per lo studio del comportamento di un gruppo di pali soggetto a carichi orizzontali si determina il sistema di equazioni risolutivo secondo modalità del tutto analoghe a quelle utilizzate in riferimento al palo singolo, libero o impedito di ruotare in testa. Il crescere del numero di pali costituenti il gruppo, evidentemente, accresce il

numero di incognite del sistema e dunque il numero di equazioni che costituiscono il sistema risolutivo.

Matrice di flessibilità dei pali.

La matrice di flessibilità dei singoli pali costituenti il gruppo è determinata secondo le modalità indicate nel paragrafo 4.1.1.

Matrice di flessibilità del terreno.

Le modalità con cui la matrice viene ricavata sono analoghe a quelle esposte nel paragrafo 4.1.2. Naturalmente, in presenza di più pali nel gruppo, è necessario tenere in conto l'interazione reciproca palo – terreno – palo: gli spostamenti dei punti del terreno corrispondenti ai baricentri dei conci del palo i – esimo sono condizionati non solo dalle azioni del terreno agenti sul palo medesimo, ma anche da quelle agenti sugli altri pali del gruppo.

La matrice di flessibilità del terreno è valutata, ancora una volta, considerando la pressione p_{ij} agente su ciascun concio j – esimo dell' i – esimo palo rappresentabile mediante $r \times s$ forze concentrate $P_{ijrs} = p_{ij} \Delta y_{ij} \Delta z_{ij}$, dove Δy_{ij} e Δz_{ij} rappresentano le dimensioni, nelle direzioni y e z , dei sottoconci in cui il concio j – esimo del palo i – esimo è ripartito. Ciascuna delle forze concentrate P_{ijrs} agisce nel baricentro del sottoconcio considerato. Lo spostamento w_{ij} del concio j – esimo del palo i – esimo è così fornito dalla relazione:

$$w_{ij} = \sum_{i=1}^m \left(\sum_{j=1}^n b_{ij} P_j \right) \quad (4.26)$$

dove m è il numero di pali del gruppo.

Struttura di collegamento dei pali del gruppo.

La struttura di collegamento del gruppo di pali non è considerata a contatto con il terreno. Questa, dunque, non fornisce contributo nell'assorbire i carichi orizzontali esterni.

La struttura di collegamento può essere considerata in due condizioni limite: si può ritenere di modellarla come un elemento infinitamente rigido, oppure di modellarla come un elemento infinitamente flessibile. Nel primo caso, gli spostamenti della testa dei pali del gruppo sono identici per tutti i pali, mentre disuniforme risulta la distribuzione delle forze su di essi. Nel secondo caso, i pali risultano caricati in testa da una forza uguale per ognuno di essi e pari ad $H_i = H/m$, mentre disuniforme è lo spostamento delle teste.

Nel corso del lavoro di Tesi, entrambe le condizioni sono state prese in considerazione e modellate, e dunque l'analisi del gruppo può essere realizzata secondo l'una o l'altra modalità. Nei casi reali, tuttavia, la prima delle ipotesi di

modellazione della struttura di collegamento (elemento infinitamente rigido) risulta essere verosimile. La rigidità della struttura di collegamento dei pali caricata nel proprio piano dalla forza orizzontale esterna può, con ottima approssimazione, essere ritenuta *infinita* in confronto alla rigidità flessionale e tagliante dei pali. I casi di letteratura analizzati (capitolo 6) confermano la veridicità di tale ipotesi: in tutte le circostanze lo spostamento delle teste dei pali è uguale per tutti i pali, mentre disuniforme risulta distribuzione delle forze agenti in testa ad essi. Per tale ragione, si ritiene opportuno illustrare nel dettaglio il solo sistema di equazioni risolutivo ottenuto nell'ipotesi di piastra infinitamente rigida.

Sistema di equazioni risolutivo.

Il sistema di equazioni risolutivo del problema del gruppo di pali è fornito dalle equazioni di congruenza che impongono l'uguaglianza degli spostamenti all'interfaccia palo – terreno in corrispondenza di ciascuno dei baricentri degli n conci degli m pali ($m \times n$ equazioni). A queste si aggiungono opportune equazioni di equilibrio, locali, cioè riferite al singolo palo del gruppo, e globali, cioè riferite al gruppo nel suo complesso.

Se i pali sono liberi di ruotare in testa, è possibile scrivere m equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale ed m equazioni di equilibrio alla rotazione, una per ciascun palo, per un totale di $2m$ equazioni di equilibrio. A queste va aggiunta una ulteriore equazione di equilibrio alla traslazione globale del gruppo. Complessivamente le equazioni di equilibrio sono $2m + 1$. Sommate alle $m \times n$ equazioni di congruenza, si ottiene un sistema di equazioni risolutivo che consta di $mn + 2m + 1$ equazioni (m numero di pali, n numero di conci per palo). Le incognite saranno anch'esse pari a $mn + 2m + 1$, e precisamente: $m \times n$ reazioni P_{ij} del terreno, agenti ognuna in corrispondenza del j – esimo concio dell' i – esimo palo; m forze H_i agenti in testa ai pali, differenti fra loro; m rotazioni ϑ_i in testa ai pali; infine lo spostamento in testa y del gruppo di pali (è un valore unico in conseguenza delle ipotesi fatte circa la rigidità relativa piastra – pali).

In termini matriciali, il sistema di equazioni risolutivo si presenta nella seguente forma:

$$\begin{bmatrix}
\overline{C}_{11} & \overline{C}_{12} & \dots & \overline{C}_{1n} & -1 & -z & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\
\overline{C}_{21} & \overline{C}_{22} & \dots & \overline{C}_{2n} & -1 & 0 & -z & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\
\dots & \dots \\
\overline{C}_{n1} & \overline{C}_{n2} & \dots & \overline{C}_{nm} & -1 & 0 & 0 & \dots & -z & 0 & 0 & \dots & 0 \\
\hline
0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 1 & 1 & \dots & 1 \\
z & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\
0 & z & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\
\dots & \dots \\
0 & 0 & \dots & z & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 \\
\hline
1 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & -1 & 0 & \dots & 0 \\
0 & 1 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & -1 & \dots & 0 \\
\dots & \dots \\
0 & 0 & \dots & 1 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & -1
\end{bmatrix}
\begin{Bmatrix}
\overline{P}_1 \\
\overline{P}_2 \\
\dots \\
\overline{P}_m \\
y \\
\theta_1 \\
\theta_2 \\
\dots \\
\theta_m \\
H_1 \\
H_2 \\
\dots \\
H_m
\end{Bmatrix}
=
\begin{Bmatrix}
0 \\
0 \\
\dots \\
0 \\
H \\
-M \\
-M \\
\dots \\
-M \\
0 \\
0 \\
\dots \\
0
\end{Bmatrix} \quad (4.27)$$

La matrice risolutiva del sistema di equazioni contiene al suo interno la matrice di flessibilità del complesso pali – terreno, di dimensione $(m \times n) \times (m \times n)$. Questa, a sua volta, è costituita da $m \times m$ sottomatrici \overline{C}_{ij} , ciascuna di dimensione $n \times n$, che danno conto della interazione relativa tra i pali; la matrice \overline{C}_{ij} dà conto dell'influenza che il palo j – esimo esercita sul palo i – esimo.

Nel sistema di equazioni esposto si riconoscono, nelle righe successive a quelle relative alle equazioni di congruenza, l'equazione di equilibrio globale alla traslazione orizzontale del gruppo, le m equazioni di equilibrio alla rotazione ed, infine, le m equazioni di equilibrio alla traslazione dei pali singoli.

Il vettore $\overline{z} = (z_1, z_2, \dots, z_n)$ identifica le n quote di ciascun baricentro dei conci del palo. Il vettore è indifferenziato per i pali del gruppo, poiché ciascuno di essi è discretizzato secondo modalità analoghe. I vettori incogniti $\overline{P}_i = (P_{i1}, P_{i2}, \dots, P_{in})$ definiscono le n azioni che il terreno esercita sui conci di ciascun palo i – esimo.

Se il gruppo di pali è vincolato in modo che le rotazioni in testa ai pali siano impedito, il sistema di equazioni si semplifica leggermente. Vengono eliminate le m incognite relative alle rotazioni delle teste degli m pali; di conseguenza le m equazioni di equilibrio alla rotazione non sono più presenti. Nel caso di pali impediti di ruotare in testa la matrice del sistema di equazioni avrà dimensioni $mn + m + 1$, e una forma di seguito riportata:

$$\begin{bmatrix}
\overline{\overline{C}}_{11} & \overline{\overline{C}}_{12} & \dots & \overline{\overline{C}}_{1m} & \overline{-1} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} \\
\overline{\overline{C}}_{21} & \overline{\overline{C}}_{22} & \dots & \overline{\overline{C}}_{2m} & \overline{-1} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} \\
\dots & \dots \\
\overline{\overline{C}}_{m1} & \overline{\overline{C}}_{m2} & \dots & \overline{\overline{C}}_{mm} & \overline{-1} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} \\
\hline
\overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} & 0 & 1 & 1 & \dots & 1 \\
\hline
\overline{1} & \overline{0} & \dots & \overline{0} & 0 & -1 & 0 & \dots & 0 \\
\overline{0} & \overline{1} & \dots & \overline{0} & 0 & 0 & -1 & \dots & 0 \\
\dots & \dots & \dots & \dots & 0 & \dots & \dots & \dots & \dots \\
\overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{1} & 0 & 0 & 0 & \dots & -1
\end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \overline{P}_1 \\ \overline{P}_2 \\ \dots \\ \overline{P}_m \\ y \\ H_1 \\ H_2 \\ \dots \\ H_m \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \dots \\ 0 \\ H \\ 0 \\ 0 \\ \dots \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.28)$$

ANALISI CON UN SINGOLO PALO CARICO

Tra le diverse modalità di analisi prese in considerazione nel corso della presente Tesi, una di queste prevede che, all'interno del gruppo, risulti caricato da una forza H (ed eventualmente una coppia M) uno solo dei pali. In tale ipotesi, si è ritenuto di considerare i singoli pali liberi, non connessi dunque da alcun elemento di collegamento. La finalità di una modellazione di questo tipo è quella di valutare gli spostamenti (e le sollecitazioni) indotti sui pali adiacenti dalla presenza di un palo carico, al crescere della forza orizzontale agente su di esso.

Per quanto riguarda il sistema di equazioni risolutivo, nel caso di pali liberi di ruotare sarà costituito da $mn + 2m$ equazioni: $m \times n$ equazioni di congruenza e $2m$ equazioni di equilibrio (m alla traslazione ed m alla rotazione dei singoli pali). Le $mn + 2m$ incognite saranno costituite dalle $m \times n$ reazioni del terreno P_{ij} , dagli m spostamenti in testa y_i e dalle m rotazioni in testa ai pali ϑ_i . In termini matriciali:

$$\begin{bmatrix}
\overline{C}_{11} & \overline{C}_{12} & \dots & \overline{C}_{1m} & -1 & \overline{0} & \dots & \overline{0} & -z & \overline{0} & \dots & \overline{0} \\
\overline{C}_{21} & \overline{C}_{22} & \dots & \overline{C}_{2m} & \overline{0} & -1 & \dots & \overline{0} & \overline{0} & -z & \dots & \overline{0} \\
\dots & \dots \\
\overline{C}_{m1} & \overline{C}_{m2} & \dots & \overline{C}_{mm} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & -1 & \overline{0} & \overline{0} & \dots & -z \\
\hline
\overline{1} & \overline{0} & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} \\
\overline{0} & \overline{1} & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} \\
\dots & \dots \\
\overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{1} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} \\
\hline
z & \overline{0} & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} \\
\overline{0} & z & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} \\
\dots & \dots \\
\overline{0} & \overline{0} & \dots & z & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0} & \overline{0} & \overline{0} & \dots & \overline{0}
\end{bmatrix}
\begin{Bmatrix}
\overline{P}_1 \\
\overline{P}_2 \\
\dots \\
\overline{P}_m \\
w_1 \\
w_2 \\
\dots \\
w_m \\
\theta_1 \\
\theta_2 \\
\dots \\
\theta_m
\end{Bmatrix}
=
\begin{Bmatrix}
\overline{0} \\
\overline{0} \\
\dots \\
\overline{0} \\
H \\
0 \\
\dots \\
0 \\
-M \\
0 \\
\dots \\
0
\end{Bmatrix}
\quad (4.29)$$

Similmente, nel caso di pali impediti di ruotare in testa, il sistema di equazioni sarà costituito da $mn + m$ equazioni: $m \times n$ equazioni di congruenza ed m equazioni di equilibrio alla traslazione dei singoli pali. Le $mn + m$ incognite saranno costituite dalle $m \times n$ reazioni del terreno P_{ij} e dagli m spostamenti in testa y_i .

Spostamenti, tagli, momenti flettenti.

Secondo modalità analoghe a quanto visto per il palo singolo, è possibile determinare la deformata dei pali del gruppo, nonché le sollecitazioni taglianti e flettenti che agiscono su ciascuno di essi. La soluzione del sistema di equazioni consente di ottenere, difatti, la distribuzione delle reazioni del terreno con la profondità per ciascun palo, nonché l'entità dei carichi agenti su ciascuno di essi. La deformata di ciascun palo può essere ottenuta utilizzando le equazioni 4.6. Per valutare invece, alla base di ciascun concio i – esimo di ciascun j – esimo palo, l'entità di taglio e momento, è possibile utilizzare le equazioni 4.24 e 4.25.

4.1.4 ANALISI NON LINEARE

Il programma di calcolo NAPHOL prevede la possibilità di condurre un'analisi della risposta del palo alle sollecitazioni esterne non lineare, di tipo incrementale.

Le pressioni p_i che il terreno può esercitare su ciascun concio i – esimo di palo, difatti, sono limitate superiormente da un valore di soglia $(p_{ult})_i$. Il raggiungimento di tale valore limite in corrispondenza di uno dei generici concii i – esimi del palo (o del gruppo di pali) prevede il rilascio dell'ipotesi di congruenza in corrispondenza

di quel concio; da quel momento in poi si ammette che ivi possa intervenire uno scorrimento relativo tra palo e terreno.

L'analisi di tipo incrementale prevede che, durante il processo risolutivo, il carico esterno H cresca progressivamente. Ad ogni incremento del carico corrisponde il raggiungimento della condizione limite di pressione $(p_{ult})_i$ in corrispondenza di uno degli n conci del palo (o del gruppo di pali). Il valore $(p_{ult})_i$ di pressione esercitato dal terreno in quel concio viene definitivamente acquisito e non subisce ulteriori variazioni nel corso dell'elaborazione. Dal punto di vista matematico, il raggiungimento della *plasticizzazione* in corrispondenza di uno dei conci comporta la diagonalizzazione della equazione di congruenza corrispondente, contenuta nel sistema di equazioni globale. La diagonalizzazione dell'equazione di congruenza riduce il rango della matrice risolutiva del sistema di equazioni. I successivi incrementi del valore del carico esterno H sono assorbiti dai soli rimanenti conci che permangono in fase elastica.

Il progressivo raggiungimento dei valori $(p_{ult})_i$ e il progressivo abbandono dei vincoli di congruenza all'interfaccia palo – terreno induce, complessivamente, una graduale riduzione della rigidezza globale del sistema palo – terreno (o del sistema gruppo di pali – terreno). In questo modo è possibile riprodurre, con il procedimento descritto, la non linearità della risposta del palo al crescere dei carichi esterni.

L'ipotesi fondamentale alla base di questa procedura è quella per la quale la risposta elastica dei conci non plasticizzati non risulti condizionata dalla presenza dei conci per i quali, invece, si è ammesso lo scorrimento relativo palo – terreno.

CARICO LIMITE

Il numero di incrementi che si intende realizzare nell'analisi può essere fornito come dato di ingresso del programma. Se il numero di incrementi richiesto è pari ad *uno*, il programma riproduce un'analisi semplicemente elastica, poiché la crescita del carico esterno si arresta alla plasticizzazione del primo concio di palo. Se il numero di incrementi è pari ad m , il programma si arresta alla plasticizzazione dell' m – esimo concio. Evidentemente, si può condurre un'analisi in cui tutti i conci raggiungano la plasticizzazione; in tal modo, il programma restituisce in uscita, fra l'altro, l'intera curva carichi – spostamenti in testa del palo, fino al raggiungimento del collasso globale del terreno.

POULOS (1971a) precisa, tuttavia, come l'ipotesi sulla quale l'analisi non lineare di tipo incrementale è fondata (i conci in fase elastica mantengono una rigidezza che non è condizionata dalla presenza dei conci che si sono plasticizzati), possa rivelarsi non affidabile quando il numero totale di conci plasticizzati diviene notevole.

E' opportuno precisare come, nella maggior parte dei casi reali, i pali presentino un comportamento di pali *lunghi* (BROMS 1964a; 1964b). In altre parole, le condizioni limite si raggiungono non perché il terreno attinge ai valori massimi di reazione lungo l'intero fusto del palo, ma perché si raggiunge una sollecitazione flettente nel palo pari al momento di plasticizzazione M_y . Il programma di calcolo prevede, per ogni incremento di calcolo, un confronto tra la massima sollecitazione di momento presente nel palo e il valore di plasticizzazione M_y . Il raggiungimento di tale valore, cui consegue la formazione della cerniera plastica alla quota di riferimento, induce un *accorciamento* del palo. Più chiaramente, tutti i conci del palo disposti al di sotto del punto di formazione della cerniera plastica vengono eliminati; le relative equazioni di congruenza sono eliminate dal sistema di equazioni risolutivo. Se non tutti i conci disposti al di sopra della cerniera plastica hanno raggiunto la *plasticizzazione*, l'analisi incrementale può ulteriormente proseguire, considerando che al raggiungimento del valore ultimo di collasso globale del sistema palo – terreno manca ancora un ulteriore contributo da parte del terreno.

Per i pali impediti di ruotare in testa, la prima cerniera plastica si forma, nella maggior parte dei casi, in corrispondenza della testa del palo. Il raggiungimento del valore ultimo di momento flettente in testa al palo e la conseguente formazione di una cerniera plastica, fanno sì che l'analisi prosegua trattando il palo come se fosse libero di ruotare, fino ad un nuovo raggiungimento del valore di M_y , questa volta lungo il fusto del palo.

PRESSIONI LIMITE DEL TERRENO

La distribuzione delle pressioni limite $(p_{ult})_i$ che il terreno può esercitare su ciascun concio i – esimo di palo è richiesta come dato di ingresso. L'andamento delle pressioni limite lungo il fusto del palo è, in linea di principio, differenziabile caso per caso, e può rispecchiare la presenza di stratificazioni o, pur all'interno dello stesso strato, risultare variabile con la profondità. Il valore di pressione limite è inserito, come dato di ingresso, in corrispondenza di diverse quote (al massimo 20) del palo. Per le quote intermedie, i valori di pressione limite utilizzati sono interpolati fra quelli della quota superiore ed inferiore. Per ogni concio, il valore di $(p_{ult})_i$ è valutato in corrispondenza del baricentro.

Sulle ipotesi che sono state adottate circa la distribuzione delle pressioni con la profondità nella realizzazione delle analisi a ritroso di cui al capitolo 5 e al capitolo 6, si faccia riferimento al paragrafo 5.1.2.

4.1.5 DISCRETIZZAZIONE DEL PALO IN CONCI: OTTIMIZZAZIONE

Durante la scrittura del programma di calcolo è stata rivolta particolare attenzione alla determinazione del criterio da adottare per la discretizzazione del palo in conci. Gli studi di letteratura realizzati con modelli del continuo elastico hanno evidenziato l'influenza della discretizzazione sulla risposta ottenibile con il modello nello studio del comportamento del palo singolo e del gruppo di pali caricati da azioni orizzontali. In particolare, EVANGELISTA (1976) e EVANGELISTA & VIGGIANI (1976) hanno mostrato l'utilità di una discretizzazione del palo in conci non omogenei, con spessori variabili con la profondità. Poiché la risposta del palo, singolo o in gruppo, soggetto a carichi orizzontali, è condizionata essenzialmente dalle caratteristiche del terreno fino ad una profondità corrispondente a 10 – 15 diametri di palo, conviene adottare una discretizzazione nella quale lo spessore dei conci sia sufficientemente piccolo in prossimità del piano campagna; al crescere della profondità, viceversa, il mantenimento di una discretizzazione molto fitta risulterebbe superflua e appesantirebbe inutilmente il numero delle incognite globali del sistema.

Partendo da questi presupposti, sono stati realizzati degli studi parametrici sulla risposta del palo in funzione di diverse modalità di discretizzazione. Di seguito si riporta, a titolo esemplificativo, uno di questi studi e la procedura seguita per giungere alla determinazione del criterio di discretizzazione definitivo.

Nel caso riportato, si considera un palo singolo, libero di ruotare in testa, caratterizzato dalle seguenti proprietà geometriche e meccaniche: $L = 20$ m; $D = 0,5$ m; $E_p = 10^8$ kPa. Il palo ha dunque una snellezza $L/D = 40$. Il terreno considerato è un semispazio elastico omogeneo, caratterizzato da un modulo di Young pari, nei diversi casi, a 10^4 kPa, 10^5 kPa, 10^6 kPa e 10^7 kPa; la rigidezza relativa palo – terreno $K = E_p/E_s$ varia dunque fra 10^1 e 10^4 . Si è posto $v_s = 0,5$.

DISCRETIZZAZIONE OMOGENEA

L'analisi della risposta del sistema palo – terreno individuato dai parametri appena riportati è di tipo elastico; il palo è discretizzato in un numero n di conci. La discretizzazione, in prima istanza, è omogenea con la profondità: tutti i conci hanno spessore uguale pari a $\Delta = L/n$. L'andamento dello spostamento in testa opportunamente adimensionalizzato ($\bar{y} = yE_s D/H$), in funzione del numero crescente di conci, è riportato in figura 4.4. Analogamente (figura 4.5), si riporta l'andamento del momento massimo calcolato lungo il fusto del palo, anch'esso opportunamente adimensionalizzato ($\bar{M} = M/HD$).

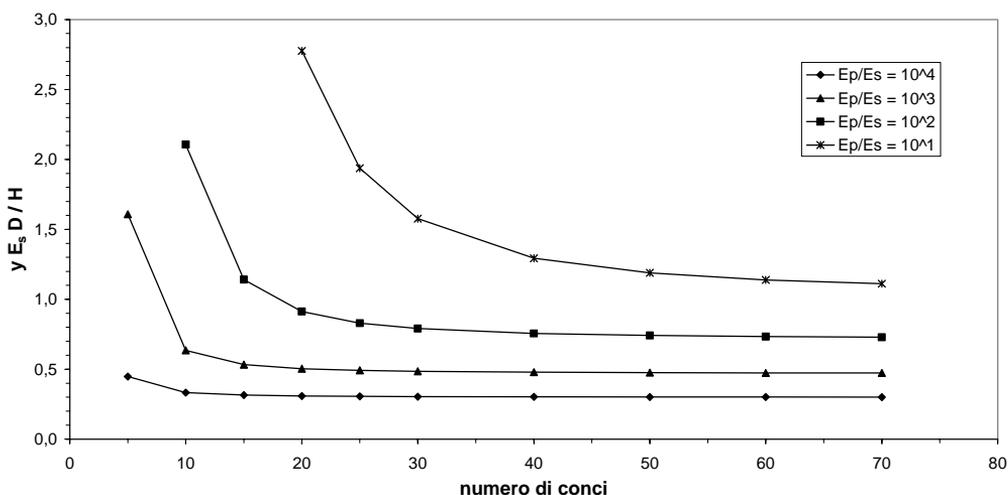


Figura 4.4. Valore dello spostamento in testa al variare del numero di conchi del palo (discretizzazione omogenea).

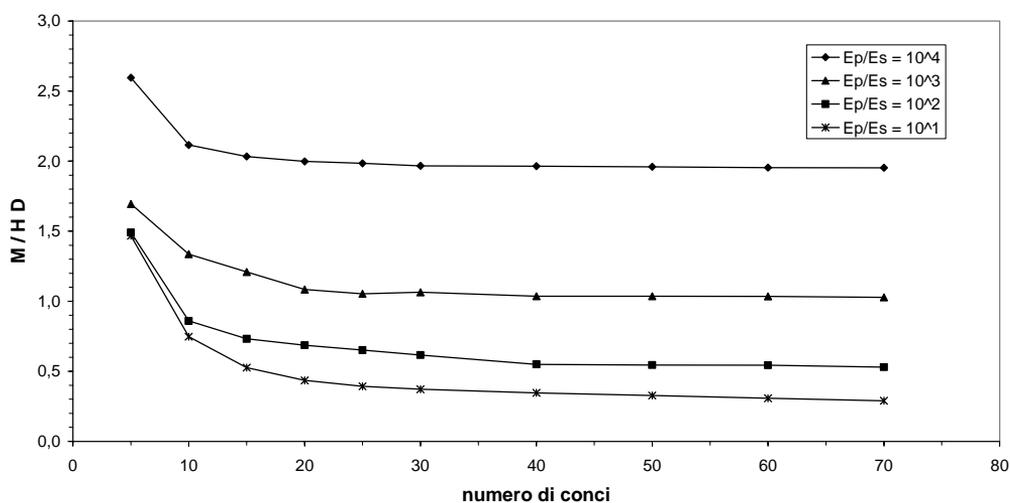


Figura 4.5. Valore del momento flettente massimo al variare del numero di conchi del palo (discretizzazione omogenea).

Come è lecito aspettarsi, il numero crescente di conchi consente allo spostamento, e al momento flettente, di tendere verso un valore costante. Si osserva, inoltre, come al diminuire della rigidità relativa, cresce la dipendenza della risposta dal numero di conchi. In altre parole, le curve relative al caso $K = 10^1$ tendono ad assumere un valore costante in corrispondenza di un numero maggiore di conchi. Analogo tipo di analisi e analoghi risultati sono stati ottenuti per pali aventi differenti valori di snellezza.

Da questa prima analisi si è ritenuto congruo fissare pari a 60 il numero di conci n in cui suddividere i pali nel programma di calcolo. Questa prima, importante, determinazione costituisce un compromesso fra la necessità di ottenere una soluzione accurata e la necessità, opposta alla prima, di non appesantire il programma di calcolo di un numero eccessivo di incognite.

Il valore limite cui tendono le curve riportate nelle figure 4.4 e 4.5 può essere ottenuto considerando le grandezze riportate in ascissa (numero di conci n) ed in ordinata (spostamento adimensionalizzato o momento massimo adimensionalizzato) legate tra loro da una relazione di tipo iperbolico:

$$\begin{aligned} \bar{y} &= \frac{n}{a_1 + b_1 n} \Rightarrow \frac{n}{y} = a_1 + b_1 n \\ \bar{M} &= \frac{n}{a_2 + b_2 n} \Rightarrow \frac{n}{M} = a_2 + b_2 n \end{aligned} \quad (4.30)$$

Riportando in ascissa il numero di conci ed in ordinata il rapporto n/\bar{y} (o n/\bar{M}), i dati tendono a disporsi lungo una retta, il cui coefficiente angolare identifica i parametri b_1 e b_2 . Questi, a loro volta, rappresentano il reciproco dei valori limite assunti dalle grandezze \bar{y} ed \bar{M} :

$$\begin{aligned} \lim_{n \rightarrow \infty} \left(\frac{n}{a_1 + b_1 n} \right) &= \frac{1}{b_1} \\ \lim_{n \rightarrow \infty} \left(\frac{n}{a_2 + b_2 n} \right) &= \frac{1}{b_2} \end{aligned} \quad (4.31)$$

Confrontando i valori adimensionali di spostamento e momento massimo ottenibili mediante una discretizzazione omogenea in 60 conci e quelli ottenuti con una discretizzazione con un numero di conci tendente all'infinito si ottengono le tabelle 4.1 e 4.2:

E_p/E_s	\bar{y} (60 conci, discretizzazione omogenea)	\bar{y} (valore limite)	differenza % $\left(\Delta\% = \frac{\bar{y} - \bar{y}_{limite}}{\bar{y}_{limite}} \cdot 100 \right)$
10^1	1,139	0,963	18,29
10^2	0,733	0,644	10,32
10^3	0,474	0,452	4,80
10^4	0,301	0,295	2,06

Tabella 4.1. Confronto fra i valori di spostamento ottenuti con una discretizzazione omogenea del palo in 60 conci ed i valori limite.

E_p/E_s	\overline{M} (60 conci, discretizzazione omogenea)	\overline{M} (valore limite)	differenza % $\left(\Delta\% = \frac{\overline{M} - \overline{M}_{limite}}{\overline{M}_{limite}} \cdot 100 \right)$
10^1	0,308	0,238	20,68
10^2	0,544	0,498	9,19
10^3	1,035	0,994	4,10
10^4	1,094	1,926	1,46

Tabella 4.2. Confronto fra i valori di momento flettente massimo ottenuti con una discretizzazione omogenea del palo in 60 conci ed i valori limite.

La differenza, in termini percentuali, cresce al diminuire della rigidezza relativa E_p/E_s . Questa evenienza è motivata dal fatto che, al crescere della rigidezza del terreno, si approfondisce la porzione di palo interessata da sollecitazioni, spostamenti e reazioni del terreno non trascurabili; in altre parole si approfondisce la lunghezza critica del palo. In tali circostanze è più avvertita l'esigenza di una discretizzazione raffinata.

DISCRETIZZAZIONE VARIABILE CON LA PROFONDITÀ (CRITERIO ALLA LAMBDA)

Per le considerazioni già enunciate nel paragrafo, è preferibile ricorrere ad una discretizzazione in n conci del palo, variabile con la profondità. Ferma l'assunzione di ricorrere ad un numero di conci n pari a 60, si è ritenuto di procedere nella seguente maniera: fissata una grandezza λ , il palo viene suddiviso, a partire dal piano campagna e procedendo verso il basso, in:

- 20 conci di spessore $\lambda/40$;
- 10 conci di spessore $\lambda/20$;
- 10 conci di spessore $\lambda/10$;
- 10 conci di spessore $\lambda/5$;
- 10 conci di spessore $(L - 4 \lambda)/10$.

Il valore di λ è fissato in funzione del diametro D del palo. In particolare:

$$\lambda = c \cdot D \quad (4.32)$$

dove c è un coefficiente adimensionale da fissare opportunamente.

A tal proposito, il medesimo problema analizzato in precedenza (in termini di proprietà geometriche e meccaniche di palo e terreno) con una discretizzazione del

palo di tipo omogeneo, è stato analizzato con la nuova discretizzazione proposta, variabile con la profondità. Le figure 4.6 e 4.7 riportano gli andamenti degli spostamenti adimensionalizzati in testa al palo e gli andamenti del momento massimo adimensionalizzato in funzione del valore di c . Il numero totale di conci è sempre pari a 60.

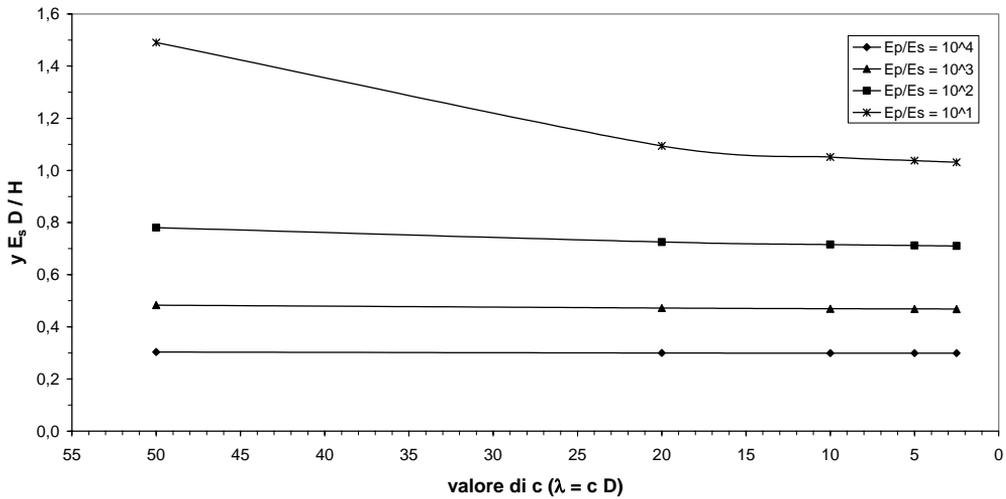


Figura 4.6. Valore dello spostamento in testa al variare del parametro c (discretizzazione in conci variabile con la profondità).

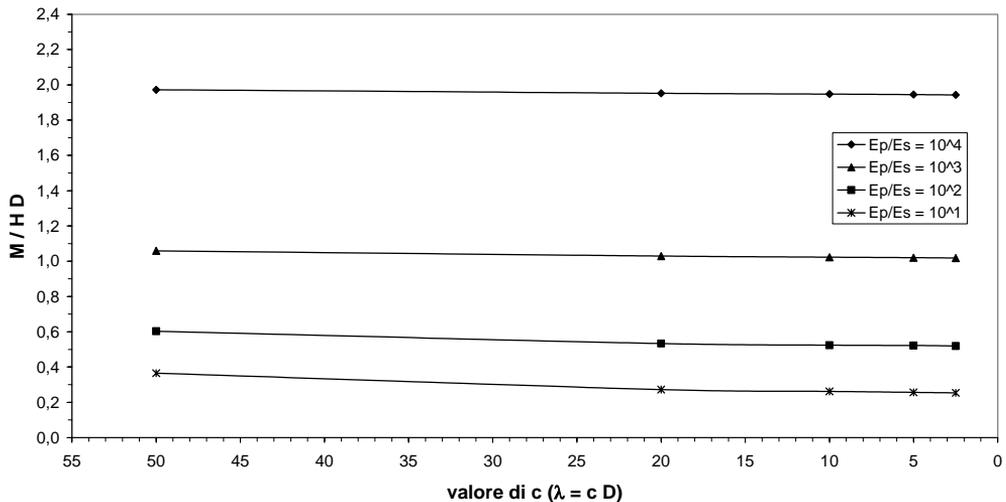


Figura 4.7. Valore del momento flettente massimo al variare del parametro c (discretizzazione in conci variabile con la profondità).

Analogamente al caso di discretizzazione omogenea, si constata come i risultati siano meno stabili nel caso di rigidità relativa ridotta. Alla luce dei risultati ottenuti, la scelta di un valore di c pari a 5 è ritenuta la più conveniente.

E' possibile realizzare un nuovo confronto tra i valori limite di \bar{y} ed \bar{M} , ottenuti secondo le modalità descritte in precedenza, ed i valori ottenuti adottando una discretizzazione *alla lambda* con $c = 5$ (tabelle 4.3 e 4.4).

E_p/E_s	\bar{y} (60 conci, discretizzazione disomogenea, $\lambda = 5 D$)	\bar{y} (valore limite)	differenza % $\left(\Delta\% = \frac{\bar{y} - \bar{y}_{limite}}{\bar{y}_{limite}} \cdot 100 \right)$
10^1	1,037	0,963	7,72
10^2	0,712	0,644	7,18
10^3	0,474	0,452	3,65
10^4	0,301	0,295	1,56

Tabella 4.3. Confronto fra i valori di spostamento ottenuti con una discretizzazione alla lambda del palo ($c = 5$) ed i valori limite.

E_p/E_s	\bar{M} (60 conci, discretizzazione disomogenea, $\lambda = 5 D$)	\bar{M} (valore limite)	differenza % $\left(\Delta\% = \frac{\bar{M} - \bar{M}_{limite}}{\bar{M}_{limite}} \cdot 100 \right)$
10^1	0,308	0,238	7,56
10^2	0,544	0,498	4,65
10^3	1,035	0,994	2,52
10^4	1,094	1,926	1,00

Tabella 4.4. Confronto fra i valori di momento flettente massimo ottenuti con una discretizzazione alla lambda del palo ($c = 5$) ed i valori limite.

I confronti percentuali mostrano un significativo miglioramento delle capacità di previsione rispetto al caso relativo ad una discretizzazione omogenea. Per i casi più prossimi a quelli reali ($K \geq 10^3$), tali differenze divengono praticamente trascurabili.

Si tenga presente, ad ogni modo, che i valori limite di spostamento e momento con cui i confronti sono realizzati sono il frutto di estrapolazioni numeriche (ipotesi di andamento iperbolico).

Analisi parametriche analoghe a quelle del tipo appena presentato per un caso specifico, sono state realizzate facendo variare i parametri del sistema palo – terreno (snellezza del palo, rigidità relativa palo – terreno, testa del palo libera di

ruotare o rotazione impedita). La discretizzazione definitivamente adottata è ritenuta il migliore compromesso fra l'accuratezza della soluzione e l'esigenza di non incrementare inutilmente il numero di conci del palo. Per pali flessibili, l'incremento del numero totale di conci indurrebbe vantaggi nulli. Altresì, non è opportuno ridurre eccessivamente il valore di λ e concentrare la maggior parte dei conci a quote troppo prossime al piano campagna. L'analisi non lineare, difatti, tende ad incrementare la lunghezza critica del palo, e dunque ad approfondire la porzione di terreno significativa ai fini della determinazione della risposta.

Riepilogando, il palo risulta suddiviso in $n = 60$ conci; i conci hanno spessori variabili funzione del parametro λ , definito come $\lambda = 5 D$ ($c = 5$). La discretizzazione che ne risulta è la seguente (figura 4.8):

- 20 conci, di spessore $\Delta = 0,125 D$, dal piano campagna fino ad una profondità di $2,5 D$;
- 10 conci, di spessore $\Delta = 0,25 D$, da una profondità di $2,5 D$ fino ad una profondità di $5 D$;
- 10 conci, di spessore $\Delta = 0,5 D$, da una profondità di $5 D$ fino ad una profondità di $10 D$;
- 10 conci, di spessore $\Delta = 1 D$, da una profondità di $10 D$ fino ad una profondità di $20 D$;
- 10 conci, di spessore $(L - 20D)/10$, da una profondità di $20 D$ fino alla base del palo.

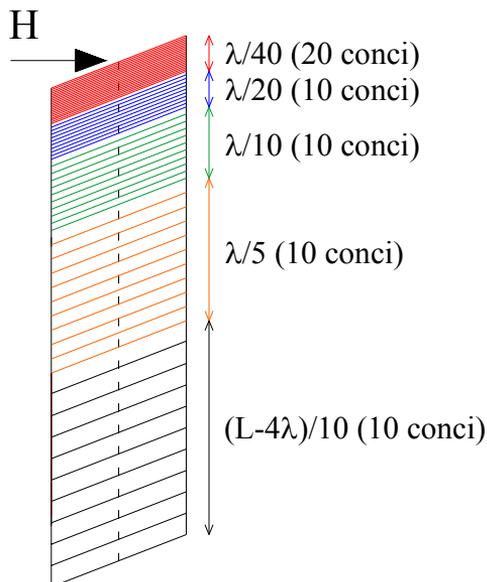


Figura 4.8. Discretizzazione del palo in conci di spessore variabile con la profondità.

Questo tipo di discretizzazione si mantiene invariato anche per pali con snellezze ridotte ($L/D < 20$). In tali circostanze, il numero di conci totali si riduce automaticamente, risultando inferiore a 60.

Le analisi a ritroso di cui al capitolo 5 e 6 sono realizzate adottando, costantemente, la discretizzazione descritta. Ad ogni modo, per lo studio di casi particolari, è possibile variare sia il parametro n sia il parametro c , caratterizzanti la discretizzazione.

Eccentricità.

In presenza di un carico applicato con un'eccentricità e rispetto al piano campagna, il numero complessivo di conci diviene pari a 61 (dunque incrementato di uno). Il programma, autonomamente, inserisce un concio aggiuntivo alla testa del palo, il cui spessore è pari proprio all'eccentricità e . A partire dal piano campagna e fino alla base del palo, poi, la discretizzazione segue il criterio *alla lambda* descritto.

Gruppo di pali.

In presenza di un gruppo di pali, la discretizzazione avviene esattamente secondo le modalità sin qui enunciate. Tutti i pali del gruppo sono dunque discretizzati allo stesso modo.

4.1.6 DISCRETIZZAZIONE DEI CONCI IN SOTTOCONCI: OTTIMIZZAZIONE

Al fine di integrare numericamente l'equazione di Mindlin su superfici rettangolari, corrispondenti ai conci in cui il palo è suddiviso, si è reso necessario suddividere ciascun concio, a sua volta, in un numero $r \times s$ di sottoconci; nel baricentro di ciascuno dei sottoconci in cui il concio j – esimo è stato ripartito, si assume agisca una forza concentrata $\bar{P}_{jrs} = p_j \cdot \Delta y_j \cdot \Delta z_j$ (paragrafo 4.1.2; figura 4.9).

L'integrazione numerica dell'equazione di Mindlin risulta tanto più accurata quanto maggiore è il numero di sottoconci in cui il concio j – esimo è ripartito. La necessità di una fitta discretizzazione in sottoconci, ad ogni modo, si attenua al crescere della distanza che intercorre tra il punto in cui viene valutato lo spostamento, baricentro del generico concio i – esimo, ed il concio j – esimo su cui agisce la reazione del terreno (principio di De Saint Venant). Per tale motivo, nel programma di calcolo è stata predisposta una discretizzazione in sottoconci variabile, a seconda della posizione relativa del concio i – esimo (su cui lo spostamento è valutato) e del concio j – esimo (su cui agisce la forza considerata); all'aumentare della distanza tra i conci, la discretizzazione può essere meno fitta. Il medesimo discorso vale anche in presenza di un gruppo di pali.

PALO SINGOLO

Al fine di ottimizzare la discretizzazione dei conci di palo in sottoconci, in modo da ottenere un'integrazione numerica sufficientemente accurata dell'equazione di Mindlin senza, al contempo, rendere eccessivamente onerose le operazioni di calcolo, si è proceduto ad una analisi parametrica. A tale proposito, e a titolo esemplificativo, si riportano gli andamenti dei valori assunti da alcuni degli elementi della matrice di flessibilità del terreno b_{ij} [L/F] (paragrafo 4.1.2), valutati al variare del numero di sottoconci $r \times s$ in cui il generico concio del palo viene ripartito.

Le caratteristiche del problema analizzato sono le seguenti: $L = 20$ m; $D = 0,5$ m; $E_p = 10^8$ kPa; $E_s = 10^5$ kPa; $\nu_s = 0,5$. Le ripartizioni in sottoconci analizzate sono, in riferimento rispettivamente al numero di sottoconci r in direzione y ed s in direzione z (figura 4.9): 4×3 ; 6×4 ; 10×5 ; 20×10 ; 40×20 ; 50×25 ; 60×30 ; 80×40 , cui corrisponde un numero complessivo di sottoconci pari a: 12; 24; 50; 200; 800; 1250; 1800; 3200.

Si noti come il numero di suddivisioni in direzione y sia sempre corrispondente ad un numero pari, affinché l'equazione di Mindlin non tenda a zero nel valutare l'elemento b_{ii} .

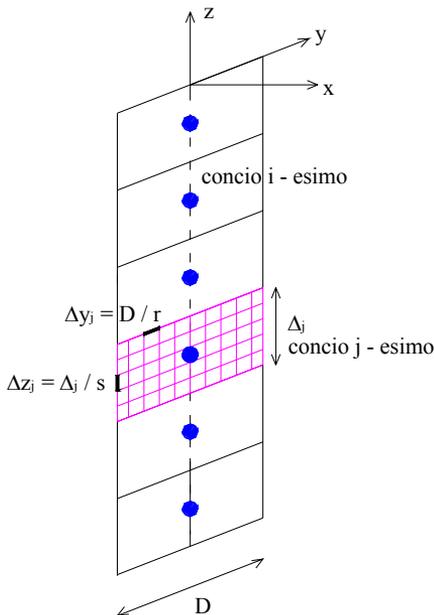


Figura 4.9. Integrazione numerica dell'equazione di Mindlin: discretizzazione del concio in sottoconci.

Nella figura 4.10 sono riportati gli andamenti degli elementi costituenti la matrice di flessibilità del terreno $b_{1;1}$, $b_{1;2}$ e $b_{1;3}$ al variare del numero di sottoconci. Analogamente in figura 4.11 sono riportati gli andamenti degli elementi $b_{1;5}$, $b_{1;20}$ e $b_{5;8}$.

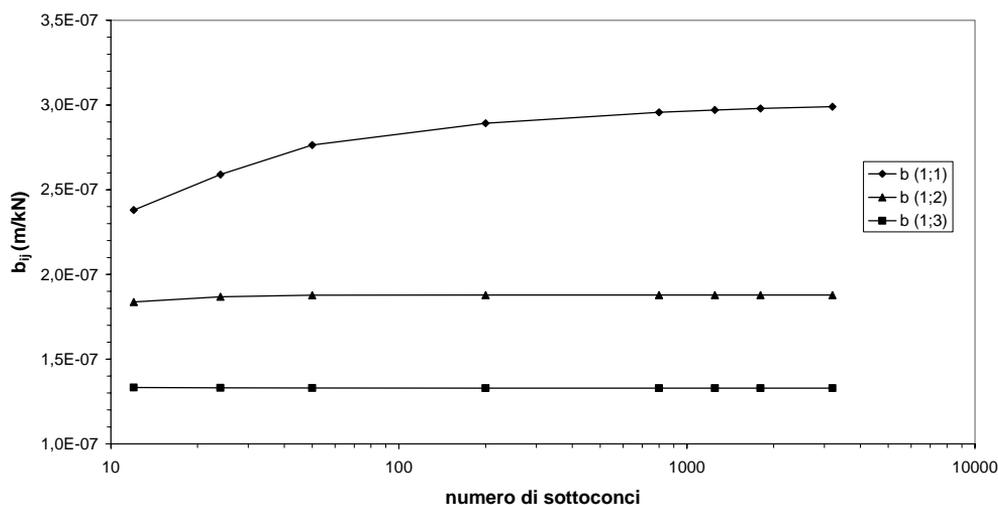


Figura 4.10. Valori degli elementi $b_{1,1}$, $b_{1,2}$ e $b_{1,3}$ della matrice di flessibilità del terreno al variare del numero di sottoconci.

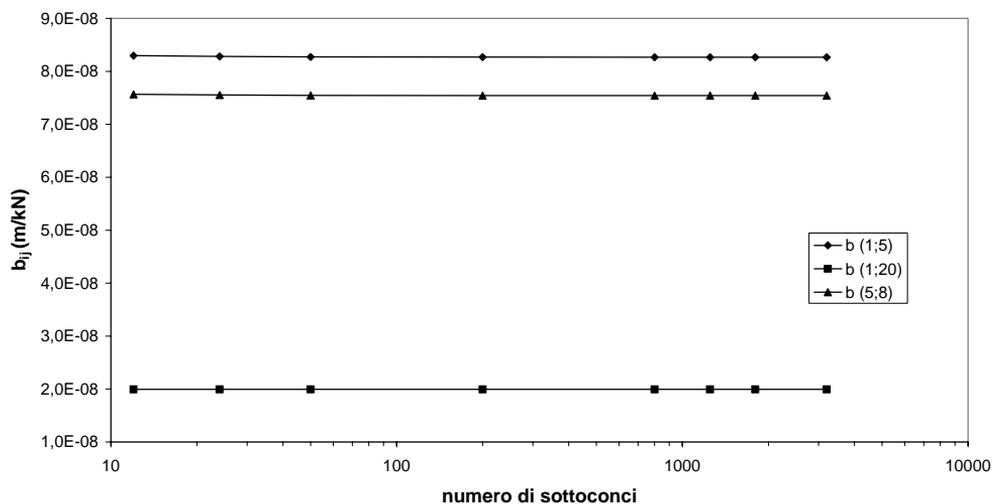


Figura 4.11. Valori degli elementi $b_{1,5}$, $b_{1,20}$ e $b_{5,8}$ della matrice di flessibilità del terreno al variare del numero di sottoconci.

Dalle figure si evince come gli elementi b_{ij} che danno conto dell'interazione reciproca tra conci più distanti fra loro (figura 4.11) tendano a divenire indipendenti dal numero di sottoconci adottati più rapidamente di quanto accada per gli elementi b_{ij} che danno conto dell'interazione fra conci adiacenti (figura 4.10). In particolare, l'elemento più marcatamente dipendente dal numero complessivo di sottoconci e l'elemento b_{ii} , che dà conto dello spostamento causato

nel baricentro del concio i – esimo dall'azione del terreno agente sul medesimo i – esimo concio. Ai fini dell'integrazione dell'equazione di Mindlin, il crescere della distanza rende via via ininfluente l'effettiva distribuzione dei carichi; al di là di una certa distanza, che si potrebbe definire di estinzione, è possibile considerare la sola risultante delle forze agenti (principio di De Saint Venant).

Alla luce di queste considerazioni, rinvenute in forma analoga realizzando analisi parametriche su sistemi palo – terreno con caratteristiche geometriche e meccaniche differenti, si è ritenuto opportuno stabilire che la ripartizione in sottoconci $r \times s$ necessaria alla integrazione numerica dell'equazione di Mindlin venga realizzata nel seguente modo (figura 4.12):

- $50 \times 25 = 1250$ sottoconci per il calcolo degli elementi b_{ii} ;
- $40 \times 20 = 800$ sottoconci per il calcolo degli elementi b_{ij} , con $|i - j| \leq 3$;
- $20 \times 10 = 200$ sottoconci per il calcolo degli elementi b_{ij} , con $|i - j| > 3$.

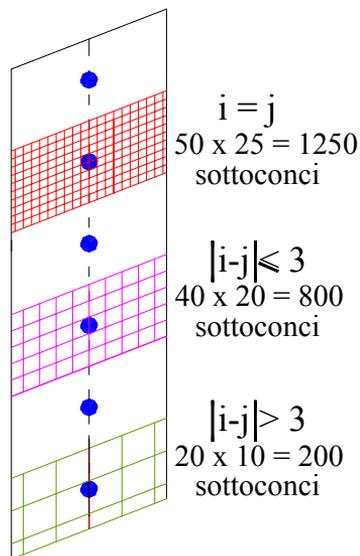


Figura 4.12. Discretizzazione in sottoconci adottata nel programma di calcolo.

Nel calcolo della matrice di flessibilità del terreno, dunque, si ammette che la forza P_j agente su ciascun concio sia ripartita in $r \times s$ forze puntuali, agenti nei baricentri dei sottoconci individuati. Le dimensioni dei sottoconci risulteranno essere pari, rispettivamente, a:

$$\Delta y_i = \frac{D}{s}$$

$$\Delta z_i = \frac{\Delta_j}{r}$$
(4.33)

La matrice di flessibilità del terreno, poiché la suddivisione in conci del palo non è omogenea, ma variabile con la profondità (paragrafo 4.1.6), non è simmetrica. A tal proposito si riportano gli andamenti degli elementi $b_{20,21}$ e $b_{21,20}$ (figura 4.13). I conci 20 e 21 sono conci consecutivi che tuttavia, alla luce della discretizzazione *alla lambda* del palo, presentano spessori differenti. Come è lecito attendersi, a parità di forza, lo spostamento generato sul concio 20 da una pressione unitaria agente sul concio 21, di dimensioni maggiori (elemento $b_{20,21}$), è maggiore dello spostamento indotto nel baricentro del concio 21 da una pressione unitaria agente sul concio 20 (elemento $b_{21,20}$).

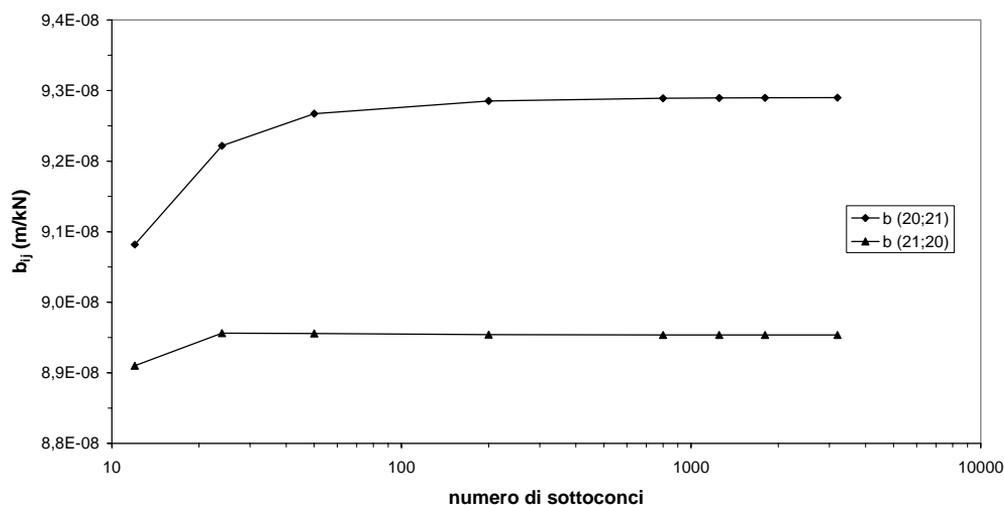


Figura 4.13. Valori degli elementi $b_{20,21}$ e $b_{21,20}$ della matrice di flessibilità del terreno al variare del numero di sottoconci.

GRUPPO DI PALI

Lo stesso tipo di analisi parametrica realizzata sul palo singolo (valutazione dei valori assunti dagli elementi della matrice di flessibilità del terreno b_{ij} al variare del numero di sottoconci), è stato condotto in presenza di una coppia di pali.

Di seguito sono riportati i valori assunti da alcuni degli elementi della matrice di flessibilità del terreno b_{ij} , indicativi dell'interazione tra conci appartenenti a pali diversi, al variare del numero di sottoconci. I parametri adottati nell'analisi assumono i medesimi valori utilizzati nel caso di palo singolo ($L = 20$ m; $D = 0,5$ m; $E_p = 10^8$ kPa, $E_s = 10^5$ kPa. $v_s = 0,5$). L'interasse tra i due pali è pari a $3D$; gli assi dei pali sono paralleli alla direzione di applicazione della forza.

L'andamento degli elementi $b_{61;1}$, $b_{61;2}$ e $b_{61;3}$, in funzione del numero di sottoconci è riportato in figura 4.14. I tre elementi danno conto degli spostamenti indotti sul primo concio del secondo palo dalla pressione agente sui primi tre conci del primo palo, rispettivamente. Come si osserva, i valori assunti dagli elementi b_{ij} diminuiscono al crescere della distanza relativa tra i conci. Al crescere del numero di sottoconci, gli elementi b_{ij} tendono ad assumere rapidamente un valore costante.

Alla luce degli andamenti riportati in figura 4.14 e delle considerazioni svolte in relazione alla distanza di estinzione, per la determinazione degli elementi della matrice di flessibilità del terreno b_{ij} relativi a conci appartenenti a pali diversi, si è ritenuto idoneo adottare una suddivisione in $20 \times 10 = 200$ sottoconci.

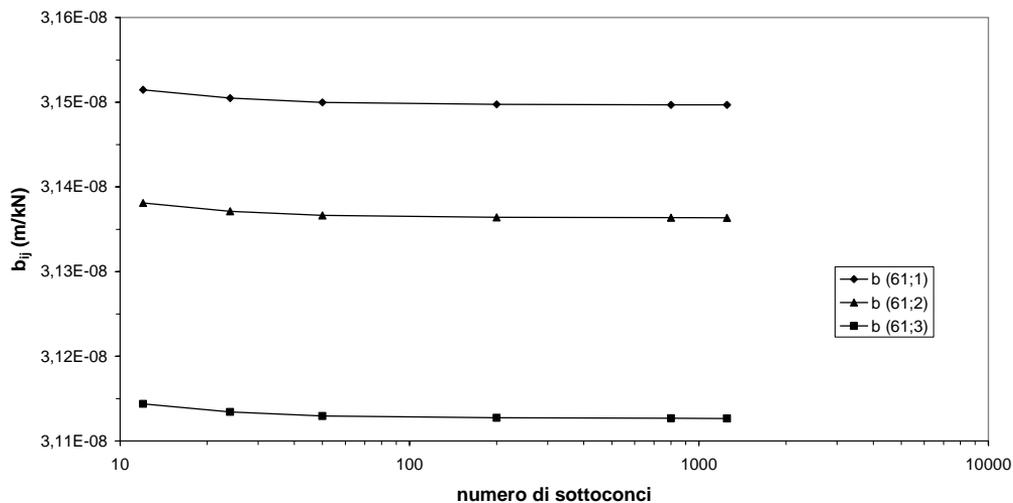


Figura 4.14. Valori degli elementi $b_{61;1}$, $b_{61;2}$ e $b_{61;3}$ della matrice di flessibilità del terreno relativa ad una coppia di pali, al variare del numero di sottoconci.

4.1.7 MODELLAZIONE DEL GRUPPO DI PALI

Nel paragrafo 4.1.3 è stato illustrato come ottenere il sistema di equazioni risolutivo del problema quando l'analisi è riferita ad un gruppo di pali. Nel paragrafo 2.2, invece, sono riportate considerazioni relative alle evidenze sperimentali della risposta dei gruppi. I commenti ivi esposti hanno consigliato, in riferimento all'analisi del gruppo di pali, l'introduzione di due ulteriori elementi nella modellazione:

- il fenomeno di rottura a blocco;
- la distanza di estinzione.

ROTTURA A BLOCCO

Le osservazioni sperimentali relative al comportamento del gruppo di pali hanno permesso di constatare come i valori di pressione limite che il terreno può esercitare su ciascun palo di un gruppo siano condizionati dalla fila di appartenenza di tale palo. In generale, i pali appartenenti alla prima fila manifestano una rigidità paragonabile a quella del palo singolo. I pali appartenenti alle file successive alla prima, invece, presentano una cedevolezza maggiore. Ciò è motivato dal fatto che il terreno interposto tra due file di pali offre resistenze limite minori rispetto a quelle che offrirebbe in corrispondenza di un palo singolo isolato. Questo fenomeno è identificato con il termine *shadowing*.

Un'analisi di tipo elastico – perfettamente plastica non è in grado di riprodurre questo aspetto sperimentale.

Al fine di consentire al programma NAPHOL di descrivere correttamente il comportamento del gruppo, si è introdotta la possibilità che i valori di pressione ultima esercitati dal terreno in corrispondenza dei pali appartenenti a file successive alla prima sia regolato dal fenomeno di *rottura a blocco*. Le caratteristiche di tale fenomeno sono esposte in dettaglio nel paragrafo 2.1.4.

Nella analisi del gruppo di pali, dunque, il programma richiede l'inserimento di due distinti profili di pressione ultima del terreno. Il primo profilo è corrispondente a quello determinabile in relazione all'analisi del palo singolo, e costituisce il profilo di riferimento per i pali appartenenti alla prima fila. Il secondo profilo è quello desumibile dall'insorgere del fenomeno di rottura a blocco ed è funzione, oltre che dei parametri meccanici di resistenza del terreno, dell'interasse s tra i pali. Per i pali appartenenti alle file successive alla prima, il programma di calcolo seleziona, alle diverse quote, il valore di pressione ultima minore tra i due profili definiti.

Questo elemento di modellazione consente di riprodurre analiticamente lo *shadowing*. L'introduzione del fenomeno della rottura a blocco nelle analisi della risposta del gruppo di pali soggetti a carichi orizzontali con il modello del continuo elastico si rinviene anche nel programma commerciale PGROUPN (BASILE, 1999; 2001; 2003).

DISTANZA DI ESTINZIONE

Le evidenze sperimentali rimarkano come i fenomeni di interazione reciproca tra pali tendano ad estinguersi in corrispondenza di interassi s relativamente ridotti. McVAY ET AL. (1995) rilevano come ad interassi relativi di 5D l'efficienza di gruppi di pali 3x3, sottoposti a prova di carico in centrifuga, si mantenga superiore al 90% anche ad elevati livelli di spostamento. COX ET AL. (1984), autori di numerose prove su pali modello disposti, rispetto alla direzione di azione della forza, sia in linea sia affiancati, ritengono che le interazioni possano considerarsi nulle per interassi superiori a 6D. Le analisi dei gruppi di pali realizzate con il metodo dei coefficienti moltiplicativi delle curve $p - y$ (paragrafo 3.1.3) attribuiscono valori nulli all'interazione (il coefficiente moltiplicativo è unitario) per interassi superiori a 6D.

L'interazione relativa tra pali deducibile con il modello del continuo elastico, invece, prevede che un palo *avverta* la presenza di pali adiacenti ad interassi relativi ben maggiori rispetto a quelli osservati sperimentalmente. Si faccia riferimento, a tal proposito, all'andamento dei coefficienti di interazione definiti tra coppie di pali e riportati nel paragrafo 4.2.2.

Per ovviare alla sopravvalutazione degli effetti di interazione elastica determinabili, a distanze elevate, con il modello di continuo elastico si è ritenuto opportuno introdurre una *distanza di estinzione*. I pali disposti ad interasse relativo superiore a quello identificato dalla distanza di estinzione non interagiscono tra loro. La corrispondente matrice che dà conto, nel sistema globale di equazioni, della interazione reciproca, viene posta pari identicamente a zero.

L'introduzione di una distanza di estinzione al fine di minimizzare gli effetti di interazione generati da un modello di semispazio elastico del terreno non è una singolarità nella risoluzione di problemi geotecnici. Nel calcolo delle interazioni tra il terreno ed una struttura di fondazione superficiale, SHERIF & KÖNIG (1975), ad esempio, introducono la presenza di un substrato indeformabile ad una opportuna quota H al di sotto del piano campagna; in tal modo, l'esaltazione della concentrazione delle tensioni di contatto ai bordi della fondazione, ottenuta applicando il semplice modello di semispazio elastico per il terreno (BARDEN, 1962), risulta opportunamente attenuata.

Nello studio della interazione tra i pali di un gruppo soggetti a carichi verticali (il modello di terreno è ancora quello di semispazio elastico), RANDOLPH & WROTH (1978) ritengono opportuno introdurre un *raggio magico*, che definisce una distanza al di là della quale le interazioni risultano nulle. La definizione del raggio magico r_m è di natura sostanzialmente empirica, ed è la seguente:

$$r_m = 2,5 \rho (1 - \nu_s) L \quad (4.34)$$

dove ρ è un parametro di omogeneità del terreno, variabile tra 0,5 (mezzo alla Gibson) ed 1 (terreno omogeneo), ν_s è il coefficiente di Poisson ed L la lunghezza totale del palo. Gli stessi autori, in seguito, hanno ritenuto opportuno modificare la formula nella seguente forma (RANDOLPH & WROTH, 1979):

$$r_m = \left(0,25 + 2,5 \rho (1 - \nu_s) - 0,25 \frac{G_L}{G_B} \right) L \quad (4.35)$$

introducendo dunque i parametri G_L e G_B , valori del modulo di taglio del terreno alla profondità L e al di sotto della base, rispettivamente.

Nel programma di calcolo NAPHOL i valori della distanza di estinzione introdotti sono conformi a quelli proposti da REESE & VAN IMPE (2001), in relazione alla valutazione della efficienza di un gruppo di pali (paragrafo 2.2.2). I valori suggeriti dagli autori, dopo aver passato in rivista un cospicuo numero di casi relativi a prove di carico su coppie e gruppi, sono qui richiamati (figura 4.15).

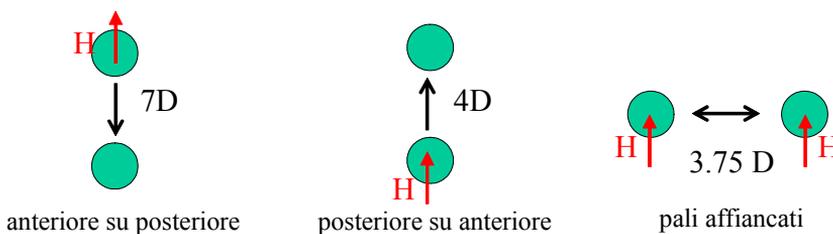


Figura 4.15. Distanza di estinzione degli effetti di interazione tra pali, definita da Reese & Van Impe, 2001.

Considerata una coppia di pali disposti parallelamente alla direzione del carico orizzontale agente, la distanza di estinzione è identificata in corrispondenza dei seguenti interassi relativi:

- $\frac{s}{D} \geq 4,00$ per l'influenza del palo posteriore sull'anteriore;
- $\frac{s}{D} \geq 7,00$ per l'influenza del palo anteriore sul posteriore ;

Considerata una coppia di pali disposti ortogonalmente alla direzione del carico orizzontale agente, la distanza di estinzione degli effetti di interazione corrisponde al valore di interasse relativo:

- $\frac{s}{D} \geq 3,75$.

Per disposizioni trasversali dei pali, si è ricorso ad una composizione vettoriale (figura 4.16).



Figura 4.16. Distanza di estinzione per pali disposti in posizione trasversale.

La definizione della distanza di estinzione è dunque asimmetrica.

L'asimmetria dei fenomeni di interazione tra pali è testimoniata dalle prove di carico realizzate su coppie di pali da OCHOA & O'NEILL (1989). Gli autori hanno sottoposto a prove di carico orizzontale coppie di pali appartenenti ad un gruppo 3x3, precedentemente sottoposto a prova da BROWN ET AL. (1988). Le caratteristiche di pali e terreno sono descritte nel paragrafo 5.2.1.2.

Le prove sulle coppie (ad interasse relativo di 3D e di 6D; gli assi dei pali sono paralleli alla direzione di applicazione del carico) sono state realizzate caricando contemporaneamente entrambi i pali con forze orizzontali uguali e misurando gli spostamenti e le rotazioni delle teste. E' quindi stato possibile determinare i coefficienti di interazione α_{ij} ed α_{ji} definiti come:

$$\alpha_{ij} = \frac{y_i^g - y_i^s}{y_i^s} \quad (4.36)$$

$$\alpha_{ji} = \frac{y_j^g - y_j^s}{y_j^s} \quad (4.37)$$

dove y_i^s ed y_j^s indicano, per un determinato valore del carico esterno, gli spostamenti del palo i – esimo e del palo j – esimo quando caricati singolarmente; y_i^g ed y_j^g indicano gli spostamenti dei medesimi pali, sotto lo stesso valore di carico, quando caricati in coppia.

Il risultato ottenuto dagli autori evidenzia come l'interazione non sia simmetrica e come, in particolare, dipenda dalla posizione relativa tra i pali. Se nella coppia considerata, il palo i – esimo è quello anteriore e il palo j – esimo quello posteriore, risulta

$$\alpha_{ij} < \alpha_{ji} \quad (4.38)$$

Dunque gli effetti di interazione prodotti dal palo anteriore (i – esimo) sul posteriore (j – esimo) sono maggiori. Questi risultati si discostano da quelli ottenibili con un modello di continuo elastico, per il quale risulta, invece:

$$\alpha_{ij} = \alpha_{ji} \quad (4.39)$$

In figura 4.17 sono rappresentati, quantitativamente, i risultati ottenuti da OCHOA & O'NEILL (1989). In ordinata sono riportati i rapporti tra i coefficienti di interazione α_{ij} e α_{ji} al variare del *livello di forza*. Il livello di forza unitario corrisponde al carico responsabile di uno spostamento di $0,05D$ della testa del palo, caricato singolarmente.

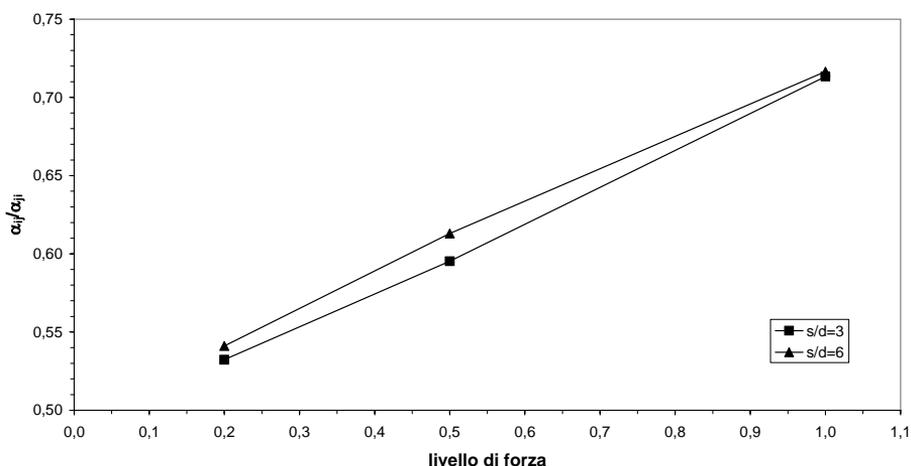


Figura 4.17. Rapporto dei coefficienti di interazione tra una coppia di pali al variare del livello di carico, ottenuti da Ochoa & O'Neill (1989).

Tali risultati motivano la scelta di adottare una distanza di estinzione dei fenomeni di interazione tra pali di tipo asimmetrico.

La limitatezza dei dati sperimentali disponibili, d'altro canto, sconsiglia l'introduzione, nel programma di calcolo, di una procedura asimmetrica di calcolo delle matrici di interazione tra pali \overline{C}_{ij} , parti integranti del sistema di equazioni risolutivo del problema del gruppo di pali.

Considerazioni analoghe a quelle di OCHOA & O'NEILL (1989) sono state esposte da SCHMIDT (1981).

4.2 ANALISI PARAMETRICHE

Con il programma di calcolo NAPHOL sono state realizzate analisi parametriche della risposta dei pali di fondazione, singoli ed in coppia, soggetti ad azioni orizzontali, onde porre in evidenza l'influenza dei diversi parametri geometrici e meccanici del sistema palo – terreno. Nelle analisi sulla coppia di pali, l'obiettivo è quello della determinazione dei coefficienti di interazione.

Le analisi parametriche effettuate sono analoghe a quelle realizzate da altri autori mediante modelli di continuo elastico, i cui risultati sono stati presentati e discussi nel paragrafo 3.4. Le considerazioni generali che scaturiscono dalle analisi parametriche disponibili in letteratura sono confermate dagli studi di seguito esposti.

Le analisi prendono in considerazione i seguenti aspetti:

- Vincolo in testa al palo: libero oppure impedito di ruotare;
- Omogeneità del terreno: modulo di Young costante oppure variabile con la profondità;
- Modalità di analisi: elastica lineare oppure non lineare di tipo incrementale.

I risultati sono riportati qui di seguito sotto forma di grafici e di succinti commenti. Come già accennato, le considerazioni di maggior rilievo sono state esposte nel paragrafo 3.4 e trovano conferma dai risultati ottenuti con il codice NAPHOL.

4.2.1 PALO SINGOLO

ANALISI ELASTICA

Le grandezze più rappresentative nella rappresentazione della risposta del sistema palo – terreno in un'analisi elastica sono, per il palo libero di ruotare in testa:

- lo spostamento in testa;
- la rotazione in testa;
- il momento flettente massimo, agente lungo il fusto del palo;
- la profondità alla quale si verifica il momento massimo.

Per il palo impedito di ruotare in testa:

- lo spostamento in testa;
- il momento flettente massimo, agente in corrispondenza dell'incastro di testa.

Di seguito si riportano gli andamenti di tali grandezze, opportunamente adimensionalizzate, al variare dei parametri geometrici e meccanici che caratterizzano il sistema palo – terreno. L’adimensionalizzazione di spostamento, rotazioni e momento flettente riflette l’individuazione dei *fattori di influenza* definiti nel paragrafo 3.4.

Nelle figure 4.18 e 4.19 si riportano gli andamenti dello spostamento in testa y di un palo singolo, libero di ruotare in testa, immerso, rispettivamente, in un terreno omogeneo ($E_s = \text{cost}$) ed in un terreno alla Gibson ($E_s = m z$). Analogamente, le figure 4.20 e 4.21 danno conto degli andamenti delle rotazioni θ e le figure 4.22 e 4.23 degli andamenti dei momenti flettenti massimi M .

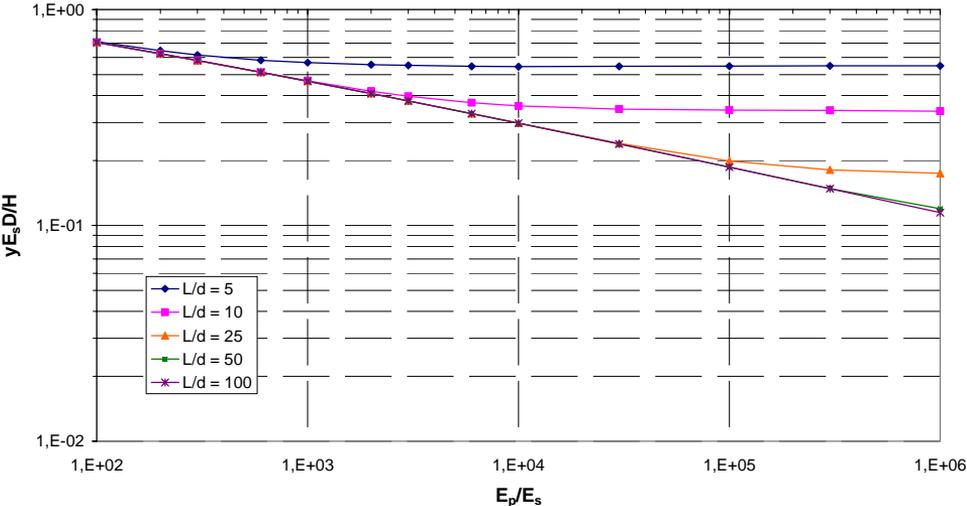


Figura 4.18. Andamento degli spostamenti in testa per un palo libero di ruotare in un mezzo con modulo elastico omogeneo.

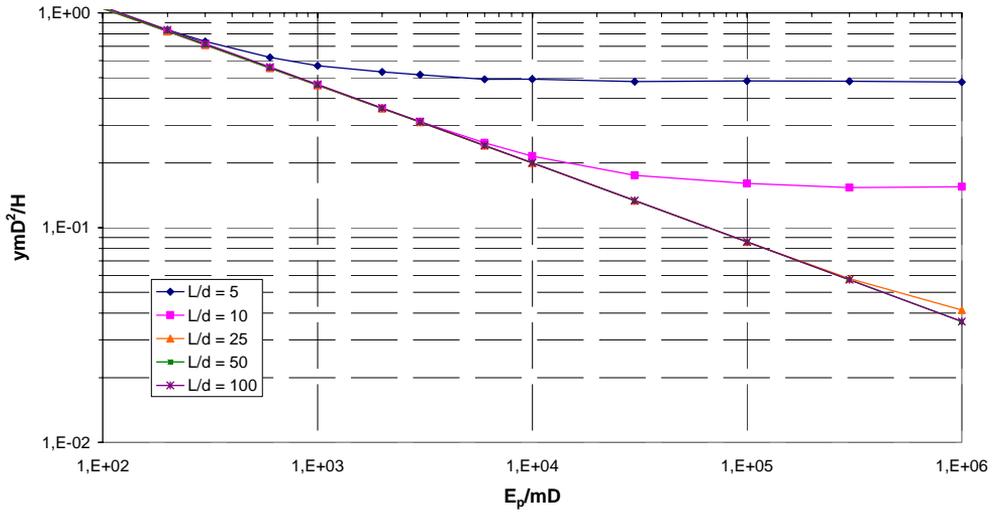


Figura 4.19. Andamento degli spostamenti in testa per un palo libero di ruotare in un mezzo con modulo linearmente variabile con la profondità.

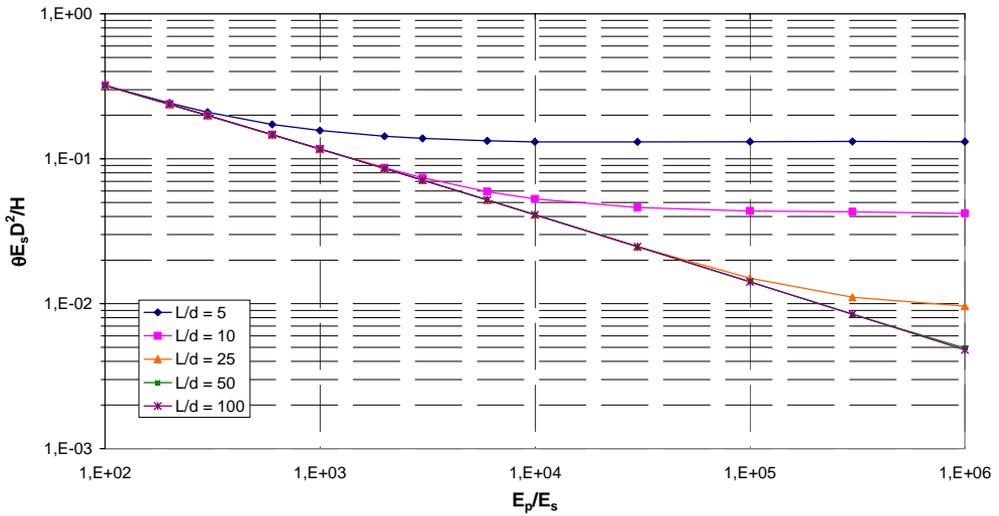


Figura 4.20. Andamento delle rotazioni in testa per un palo libero di ruotare in un mezzo con modulo elastico omogeneo.

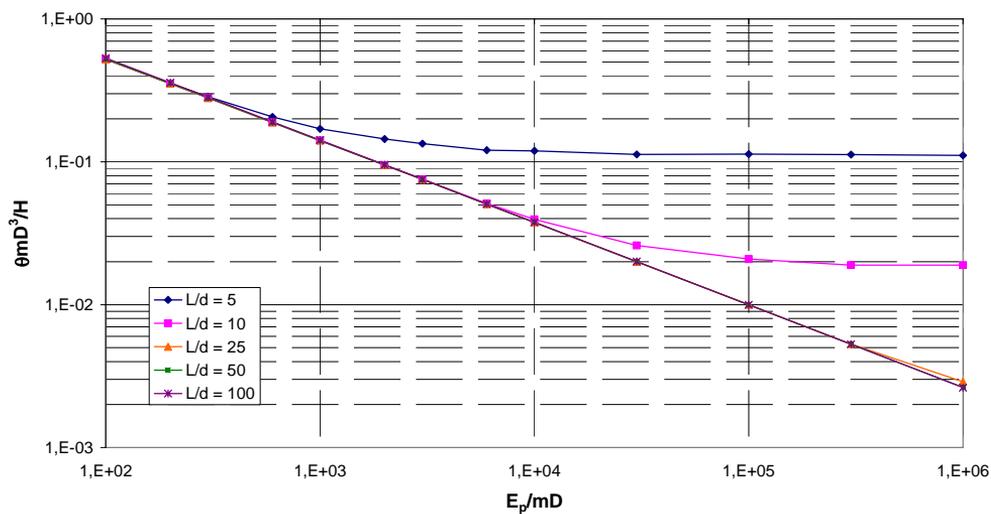


Figura 4.21. Andamento delle rotazioni in testa per un palo libero di ruotare in un mezzo con modulo linearmente variabile con la profondità.

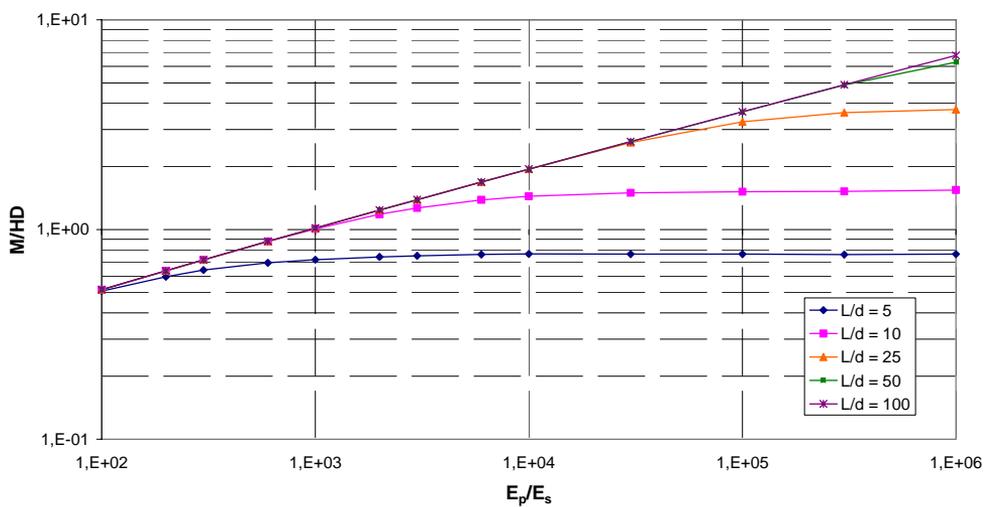


Figura 4.22. Andamento dei momenti flettenti massimi per un palo libero di ruotare in un mezzo con modulo elastico omogeneo.

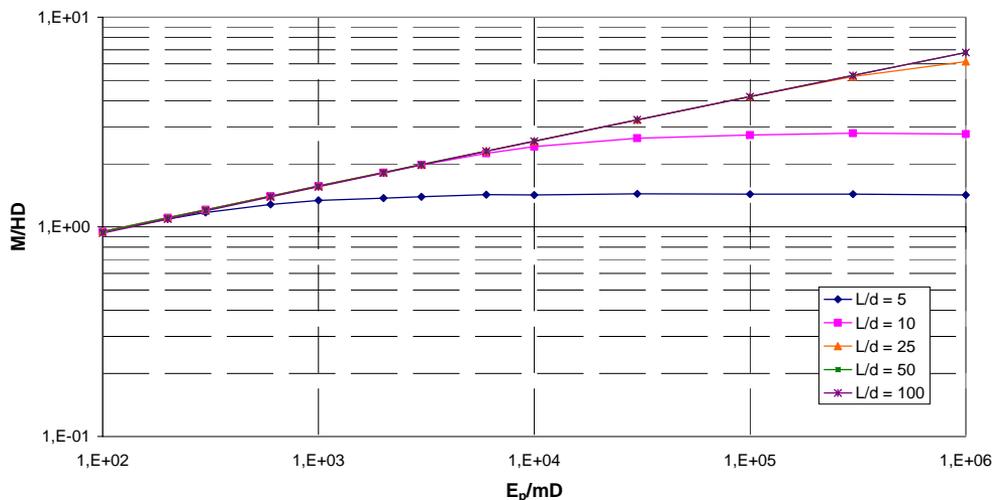


Figura 4.23. Andamento dei momenti flettenti massimi per un palo libero di ruotare in un mezzo con modulo linearmente variabile con la profondità.

Nelle figure 4.24 e 4.25 si riportano, invece, gli spostamenti in testa y riferiti ad un palo con testa impedita di ruotare. Anche in questo caso, si fa riferimento ad un mezzo omogeneo e ad un mezzo alla Gibson, rispettivamente. Nelle figure 4.26 e 4.27 si riportano gli andamenti dei momenti flettenti massimi M , localizzati in corrispondenza del vincolo.

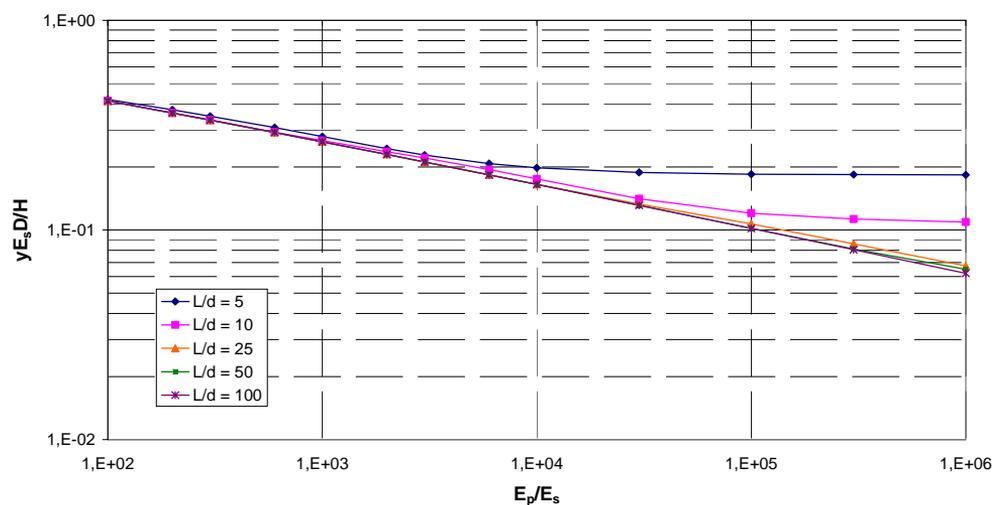


Figura 4.24. Andamento degli spostamenti in testa per un palo impedito di ruotare in un mezzo con modulo elastico omogeneo.

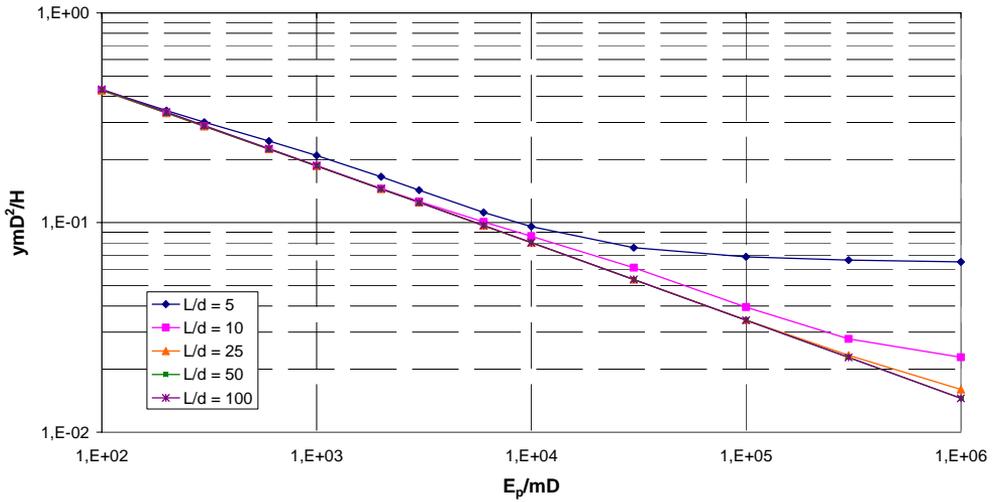


Figura 4.25. Andamento degli spostamenti in testa per un palo impedito di ruotare in un mezzo con modulo linearmente variabile con la profondità.

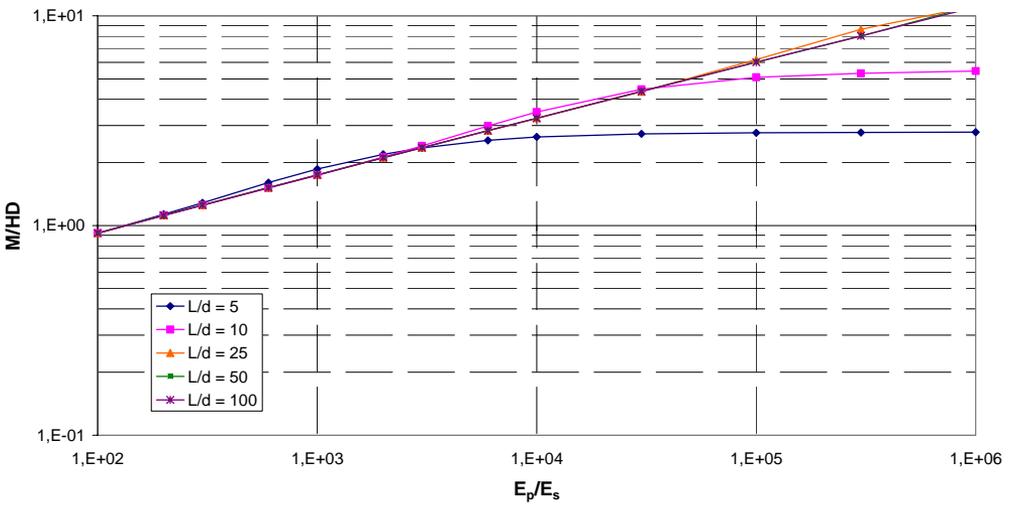


Figura 4.26. Andamento dei momenti flettenti massimi per un palo impedito di ruotare in un mezzo con modulo elastico omogeneo.

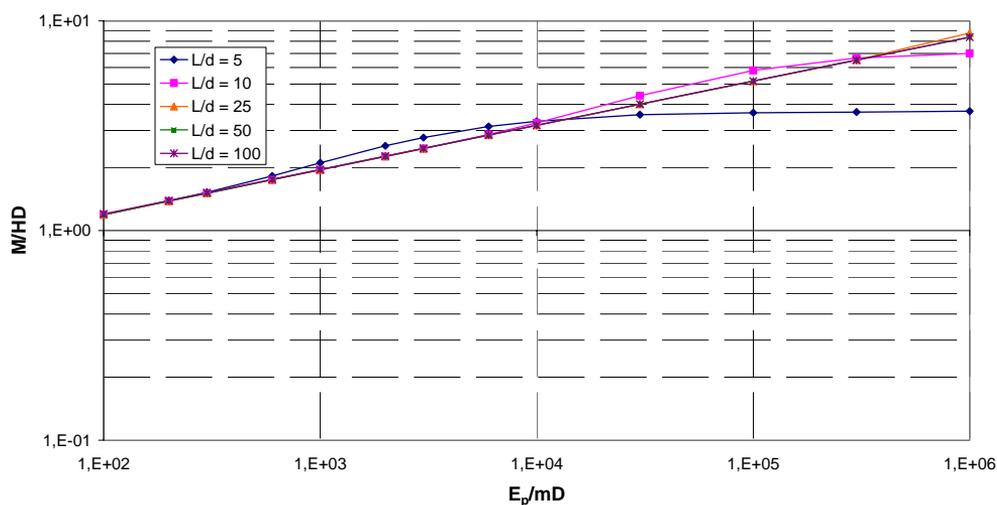


Figura 4.27. Andamento dei momenti flettenti massimi per un palo impedito di ruotare in un mezzo con modulo linearmente variabile con la profondità.

Di seguito sono espone le considerazioni che scaturiscono dai grafici. I confronti tra gli andamenti registrati nel terreno omogeneo e quelli relativi al terreno alla Gibson sono valutati a parità di rigidezza relativa K . La rigidezza relativa K , nel mezzo alla Gibson, è determinata alla profondità di un diametro ($K = E_p/mD$). Questa proposta di adimensionalizzazione è concorde con quella adottata da BUDHU & DAVIES (1987; 1988) e KRISHNAN ET AL. (1983), nonché affine a quella di RANDOLPH (1981) e CHOW (1987), per i quali la rigidezza relativa K è valutata alla profondità del raggio del palo (tabella 3.12).

Le considerazioni di maggior rilievo sono le seguenti:

- gli andamenti confermano che i pali *flessibili* ($K = E_p/E_s < 10^4$, valori usuali nei casi reali) si comportano allo stesso modo, in termini di spostamenti, rotazioni e momenti flettenti, purché la lunghezza totale dei pali sia superiore a quella critica ($L/D > 10$); la lunghezza totale del palo diviene un parametro ininfluenza ai fini della determinazione della risposta;
- gli spostamenti della testa del palo immerso in un terreno alla Gibson sono minori degli spostamenti di un palo immerso in un terreno omogeneo. Tale affermazione è valida sia in riferimento ai pali liberi sia in riferimento ai pali vincolati in testa;

- i momenti flettenti massimi che si registrano lungo il fusto per pali liberi di ruotare assumono valori maggiori in un terreno con modulo variabile con la profondità piuttosto che in un terreno omogeneo. Per pali incastrati in testa, gli andamenti sono simili; i momenti agenti su pali immersi in terreno omogeneo sono leggermente superiori, in particolare al crescere della rigidità relativa K ;
- gli spostamenti della testa dei pali impediti di ruotare in testa, a parità di modellazione del terreno, sono minori degli spostamenti dei pali liberi di ruotare;
- i momenti flettenti agenti in testa al palo impedito di ruotare sono significativamente maggiori di quelli agenti lungo il fusto dei pali liberi di ruotare.

ANALISI NON LINEARE

L'analisi non lineare è stata realizzata attribuendo al terreno un profilo di pressioni limite costante con la profondità per un mezzo con modulo elastico omogeneo, variabile linearmente con la profondità per un mezzo con modulo elastico alla Gibson. I risultati ottenuti nei casi analizzati (palo libero o impedito di ruotare, terreno con modulo di Young costante con la profondità o linearmente variabile) sono espressi in termini di *fattori adimensionali* di incremento (paragrafo 3.4.1.2): spostamento, rotazione e momento flettente massimo ottenuti con l'analisi non lineare sono posti in rapporto con i valori di spostamento, rotazione e momento flettente massimo ottenuti con l'analisi puramente elastica, al crescere del livello di carico agente.

Le analisi sono realizzate in riferimento ad una snellezza $L/D = 20$. Per pali *flessibili*, i risultati ottenuti sono generalmente estendibili a tutti i pali con snellezze $L/D > 10$.

Nelle figure 4.28, 4.29 e 4.30 sono riportati i *fattori adimensionali* di incremento relativi agli spostamenti in testa y , alle rotazioni θ e ai momenti flettenti massimi M per pali liberi di ruotare in testa immersi in un terreno omogeneo. Nelle figure 4.31, 4.32 e 4.33 sono riportati i medesimi fattori adimensionali in riferimento ad un palo libero di ruotare in testa immerso in un terreno con modulo di elasticità linearmente variabile con la profondità ($E_s = mz$). In ascissa, il carico agente è adimensionalizzato, oltre che in ragione del diametro del palo, rispetto al valore di riferimento della coesione non drenata c_u nel primo caso, rispetto al coefficiente di spinta passiva K_p e al peso dell'unità di volume γ nel secondo. Questo differente criterio di adimensionalizzazione è stato utilizzato poiché si ritiene che un profilo con modulo di Young omogeneo possa modellare la risposta di terreni coesivi sovraconsolidati, un profilo di terreno alla Gibson possa modellare, ad esempio, la risposta di terreni incoerenti.

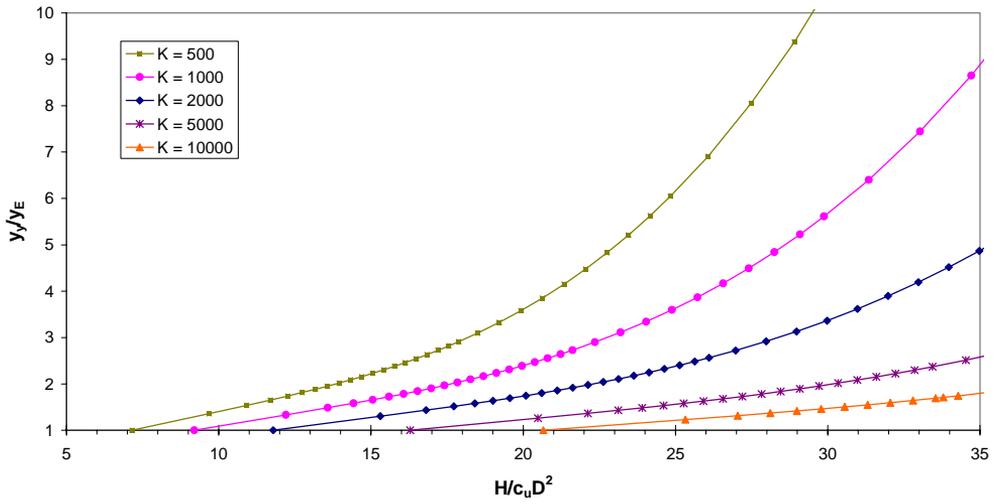


Figura 4.28. Andamento dei fattori di incremento dello spostamento per un palo libero di ruotare in un mezzo con modulo elastico omogeneo.

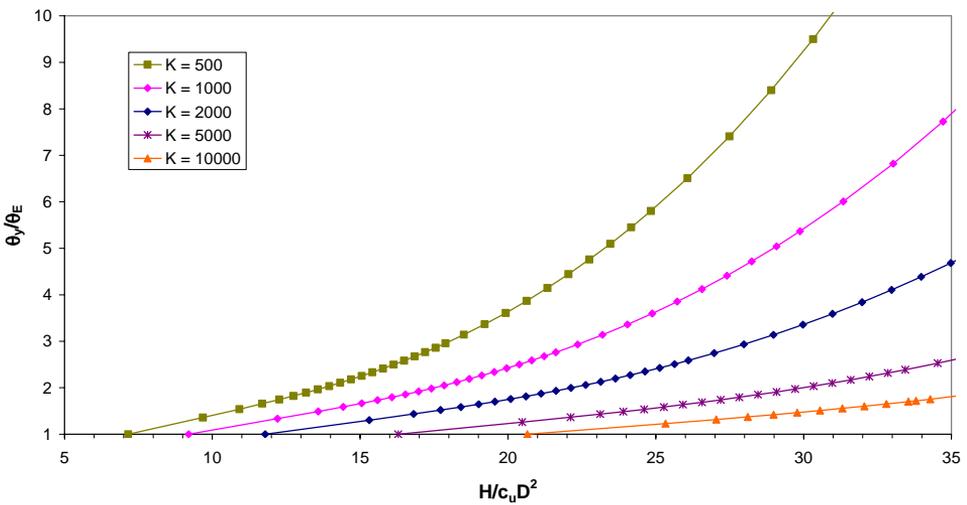


Figura 4.29. Andamento dei fattori di incremento della rotazione per un palo libero di ruotare in un mezzo con modulo elastico omogeneo.

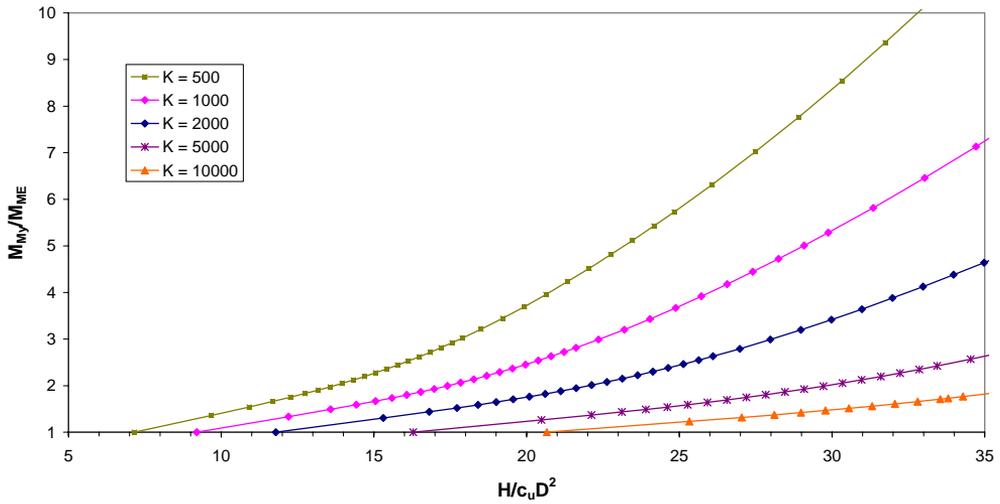


Figura 4.30. Andamento dei fattori di incremento del momento flettente massimo per un palo libero di ruotare in un mezzo con modulo elastico omogeneo.

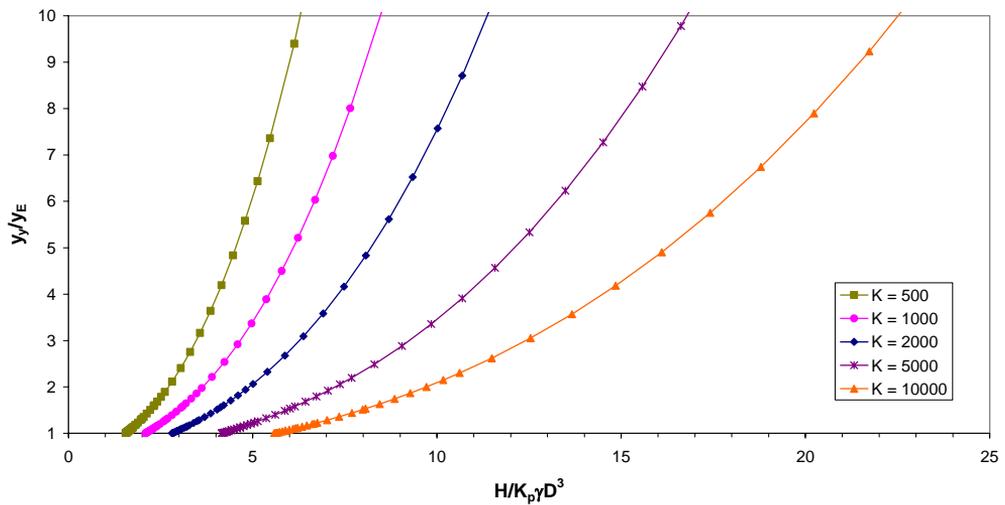


Figura 4.31. Andamento dei fattori di incremento dello spostamento per un palo libero di ruotare in un mezzo con modulo elastico linearmente variabile con la profondità.

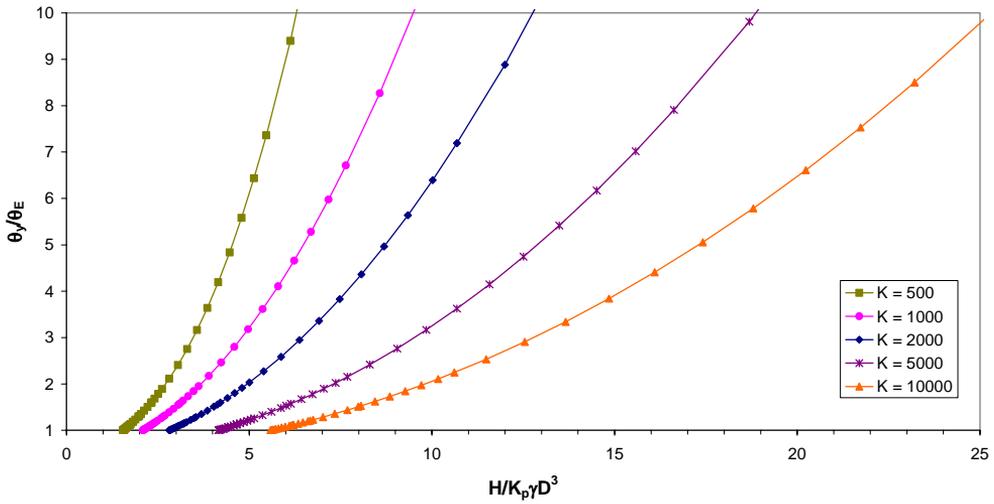


Figura 4.32. Andamento dei fattori di incremento della rotazione per un palo libero di ruotare in un mezzo con modulo elastico linearmente variabile con la profondità.

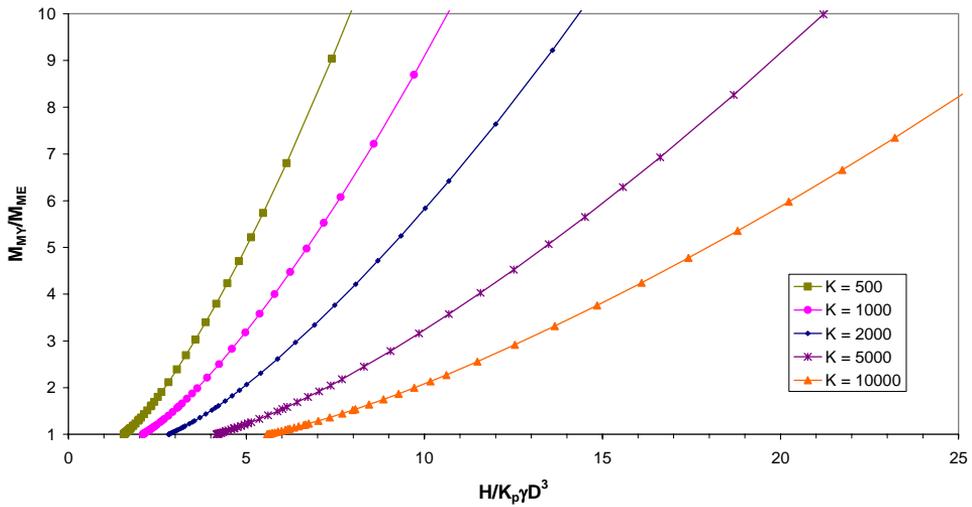


Figura 4.33. Andamento dei fattori di incremento del momento flettente massimo per un palo libero di ruotare in un mezzo con modulo elastico linearmente variabile con la profondità.

Dai grafici riportati scaturiscono le seguenti considerazioni:

- l'analisi non lineare incrementa significativamente i valori di spostamento, rotazione e momento flettente massimo determinabili con una mera analisi elastica;
- i *fattori adimensionali* assumono valori particolarmente elevati in corrispondenza di rigidzze relative K piccole, dunque per pali più flessibili;
- in terreni alla Gibson, l'incremento dovuto alla non linearità della risposta è particolarmente elevato.
- in terreni omogenei, le condizioni puramente elastiche permangono fino a livelli di carico più elevati.

Analogamente alle rappresentazioni relative al palo libero di ruotare, si riportano di seguito i *fattori adimensionali* di incremento relativi ad un palo impedito di ruotare in testa. Nelle figure 4.34 e 4.35 si riportano i rapporti di incremento degli spostamenti e dei momenti flettenti massimi relativi ad un terreno omogeneo; nelle figure 4.36 e 4.37 gli spostamenti e i momenti flettenti massimi relativi ad un terreno alla Gibson.

Le conclusioni desumibili dai grafici sono analoghe a quelle riferite ai pali liberi di ruotare: l'analisi non lineare induce un significativo incremento dei valori di spostamento e momento flettente massimo determinati con l'analisi elastica. E' rilevante sottolineare, tuttavia, come nel caso di pali impediti di ruotare in testa i *fattori di incremento* assumano valori considerevolmente minori rispetto al caso di pali liberi.

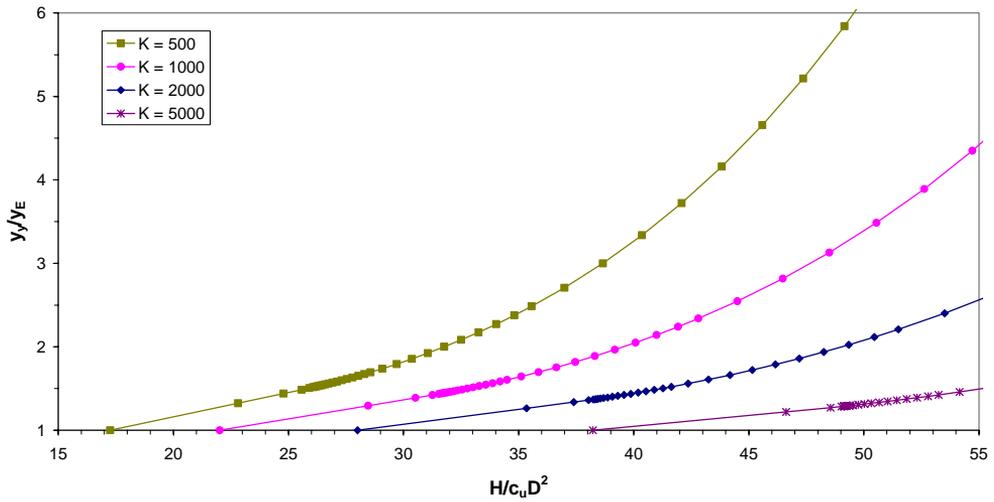


Figura 4.34. Andamento dei fattori di incremento dello spostamento per un palo impedito di ruotare in un mezzo con modulo elastico omogeneo.

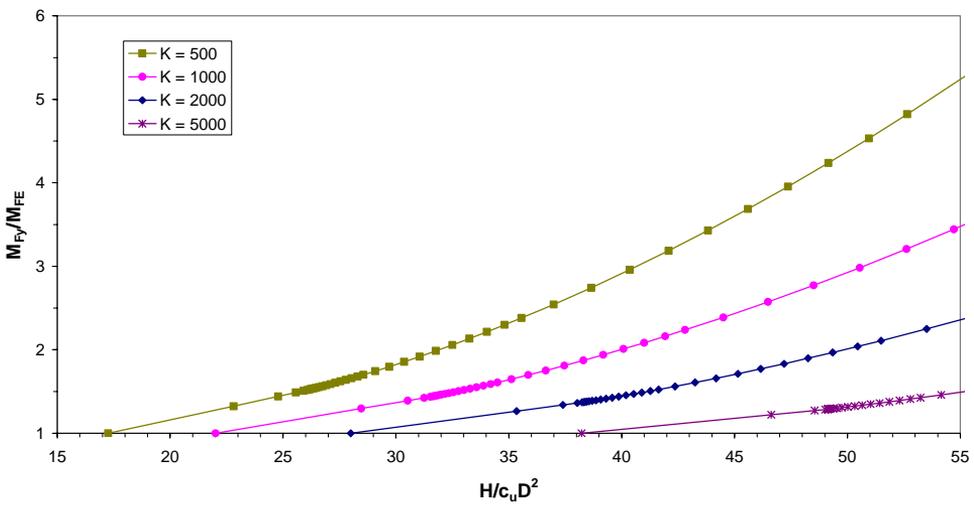


Figura 4.35. Andamento dei fattori di incremento del momento flettente massimo per un palo impedito di ruotare in un mezzo con modulo elastico omogeneo.

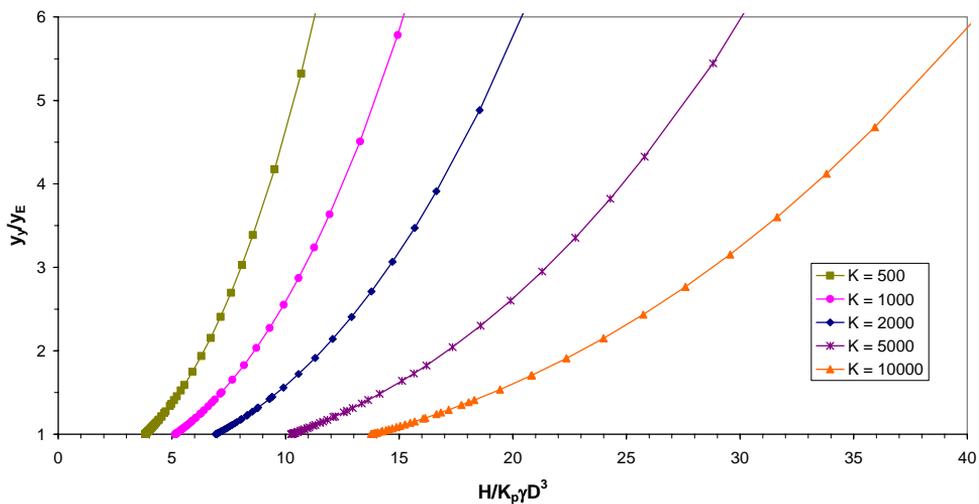


Figura 4.36. Andamento dei fattori di incremento dello spostamento per un palo impedito di ruotare in un mezzo con modulo elastico linearmente variabile con la profondità.

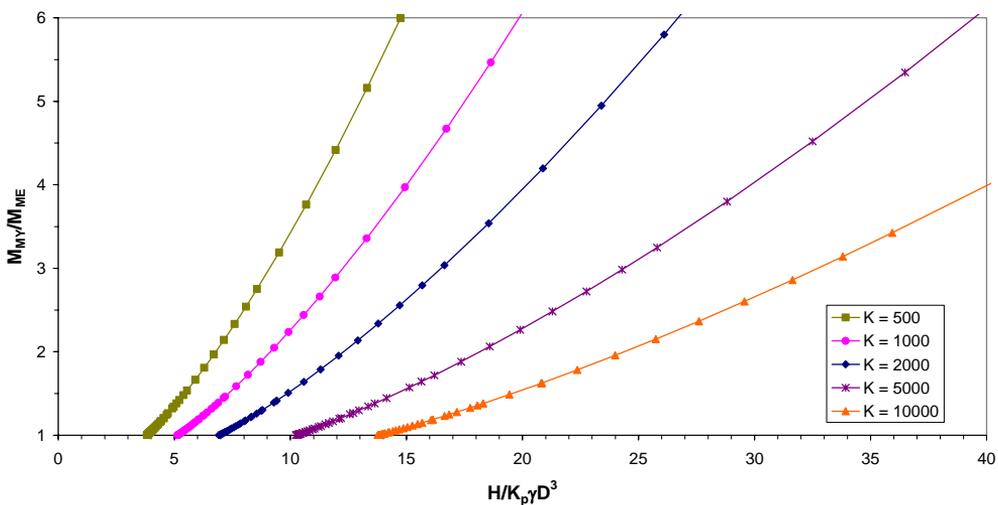


Figura 4.37. Andamento dei fattori di incremento del momento flettente massimo per un palo impedito di ruotare in un mezzo con modulo elastico linearmente variabile con la profondità.

4.2.2 COPPIA DI PALI

Le analisi parametriche realizzate su coppie di pali sono finalizzate alla determinazione dei *coefficienti di interazione* tra pali. La definizione di tali coefficienti è stata riportata nel paragrafo 3.4.2 e viene qui ricordata nella sua formulazione più generale:

$$\alpha_y = \frac{\text{spostamento addizionale dovuto alla presenza del palo adiacente}}{\text{spostamento del palo dovuto al carico agente su sè stesso}}$$

$$\alpha_\theta = \frac{\text{rotazione addizionale dovuta alla presenza del palo adiacente}}{\text{rotazione del palo dovuta al carico agente su sè stesso}}$$

I coefficienti di interazione sono quindi ottenuti caricando contemporaneamente una coppia di pali identici.

In un'analisi realizzata con il modello del continuo elastico, i coefficienti di interazione possono essere valutati, in maniera del tutto analoga, considerando solo uno dei pali della coppia carico, e l'altro scarico. In tali circostanze, i coefficienti di interazione assumono la seguente definizione:

$$\alpha_y = \frac{\text{spostamento del palo scarico}}{\text{spostamento del palo carico}}$$

$$\alpha_\theta = \frac{\text{rotazione del palo scarico}}{\text{rotazione del palo carico}}$$

Per il programma di calcolo NAPHOL le due definizioni dei *coefficienti di interazione* sono sostanzialmente equivalenti.

Si ricorda, inoltre, come un'analisi realizzata con il modello del continuo elastico induca ad ottenere dei valori del coefficiente di interazione simmetrici. In altre parole, considerata, ad esempio, una coppia di pali posta in asse alla direzione di azione della forza, risulta:

$$\alpha_{12} = \alpha_{21} \tag{4.40}$$

Questo risultato non è confortato dagli andamenti ottenuti sperimentalmente da OCHOA & O'NEILL (1989; paragrafo 4.1.7).

Il valore assunto dai coefficienti di interazione dipende principalmente da due parametri: l'interasse relativo tra i due pali s/D e l'angolo di deviazione β , definito come l'angolo formato dalla direzione di applicazione del carico e dalla congiungente gli assi dei pali.

Estese considerazioni sui valori assunti dai coefficienti di interazione e sulla loro dipendenza dai parametri del sistema palo – terreno sono state riportate nel paragrafo 3.4.2. Di seguito si riportano gli andamenti ottenuti con il programma di calcolo NAPHOL.

Le analisi sono riferite a pali con snellezza $L/D = 20$.

ANALISI LINEARE

Sono riportati di seguito, in riferimento ad un palo libero di ruotare, gli andamenti dei coefficienti di interazione α_y ed α_θ (relativi rispettivamente allo spostamento e alla rotazione in testa), in funzione dell'interasse relativo s/D ed al variare della rigidezza relativa K ($K = E_p/E_s$ per terreno con modulo di Young costante con la profondità; $K = E_p/mD$ per terreno con modulo di Young linearmente variabile con la profondità: $E_s = m z$). Gli angoli di deviazione β considerati sono pari a 0° (pali in linea rispetto alla direzione di applicazione del carico) e $\beta = 90^\circ$ (pali affiancati; la retta congiungente gli assi è ortogonale alla direzione di applicazione del carico).

Le figure 4.38 e 4.39 fanno riferimento ai coefficienti α_y ($\beta = 0^\circ$ e $\beta = 90^\circ$); le figure 4.40 e 4.41 ai coefficienti α_θ ($\beta = 0^\circ$ e $\beta = 90^\circ$). Il modello di terreno prevede che il modulo sia costante con la profondità. Gli andamenti sono riportati al variare della rigidezza relativa $K = E_p/E_s$.

Nelle figure 4.42 – 4.45 sono riportati gli analoghi coefficienti (α_y ed α_θ , per $\beta = 0^\circ$ e $\beta = 90^\circ$), in riferimento stavolta ad un terreno alla Gibson. Gli andamenti sono riportati al variare della rigidezza relativa $K = E_p/mD$.

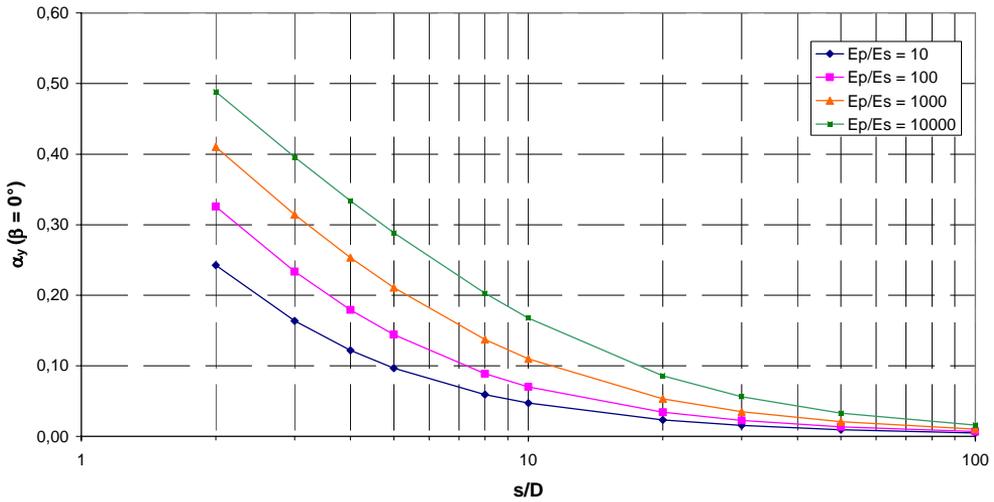


Figura 4.38. Andamento dei coefficienti di interazione dello spostamento per una coppia di pali liberi di ruotare in un mezzo con modulo omogeneo (angolo di deviazione $\beta = 0^\circ$).

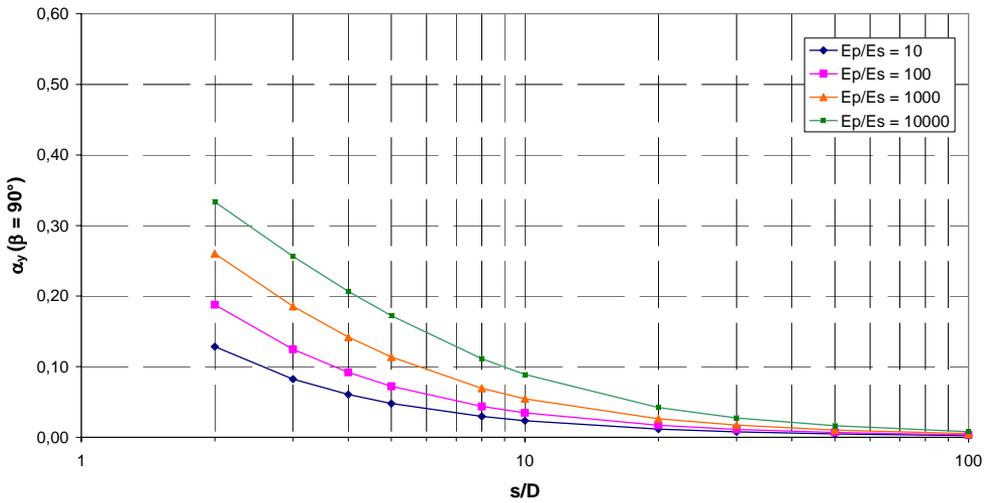


Figura 4.39. Andamento dei coefficienti di interazione dello spostamento per una coppia di pali liberi di ruotare in un mezzo con modulo omogeneo (angolo di deviazione $\beta = 90^\circ$).

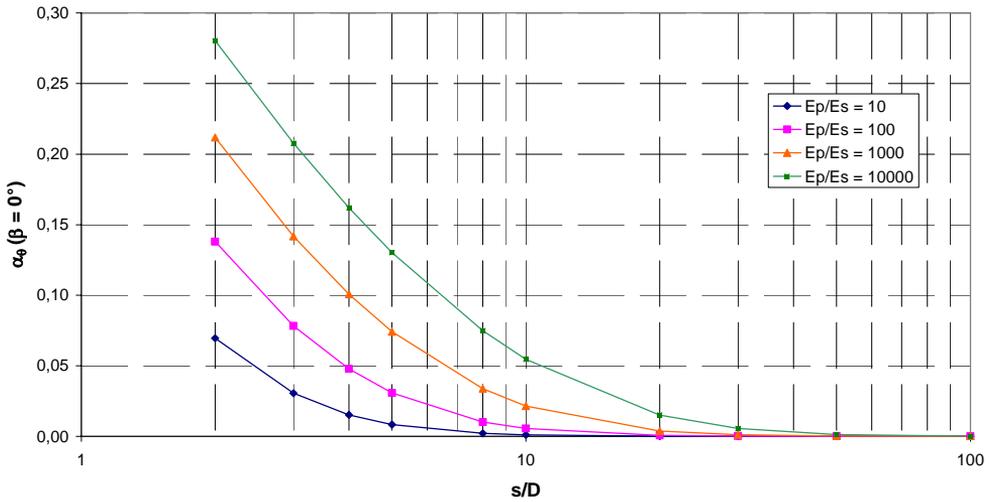


Figura 4.40. Andamento dei coefficienti di interazione della rotazione per una coppia di pali liberi di ruotare in un mezzo con modulo omogeneo (angolo di deviazione $\beta = 0^\circ$).

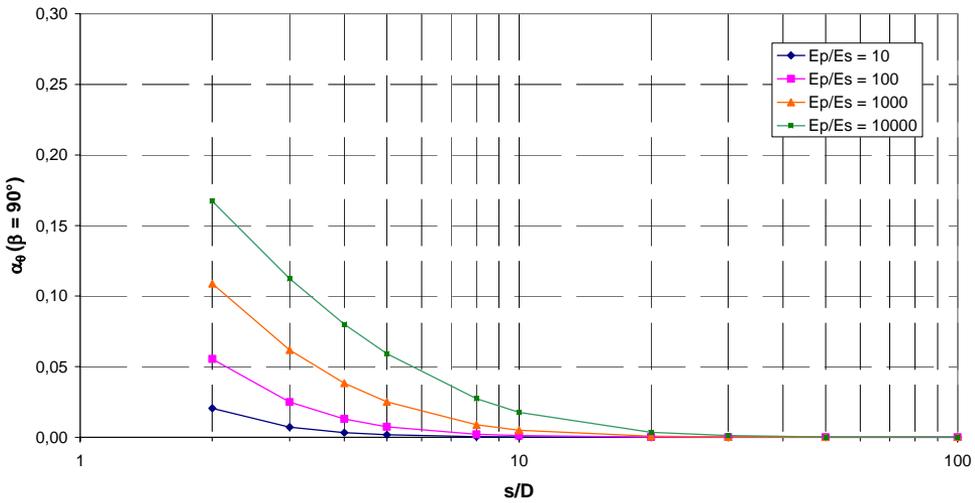


Figura 4.41. Andamento dei coefficienti di interazione della rotazione per una coppia di pali liberi di ruotare in un mezzo con modulo omogeneo (angolo di deviazione $\beta = 90^\circ$).

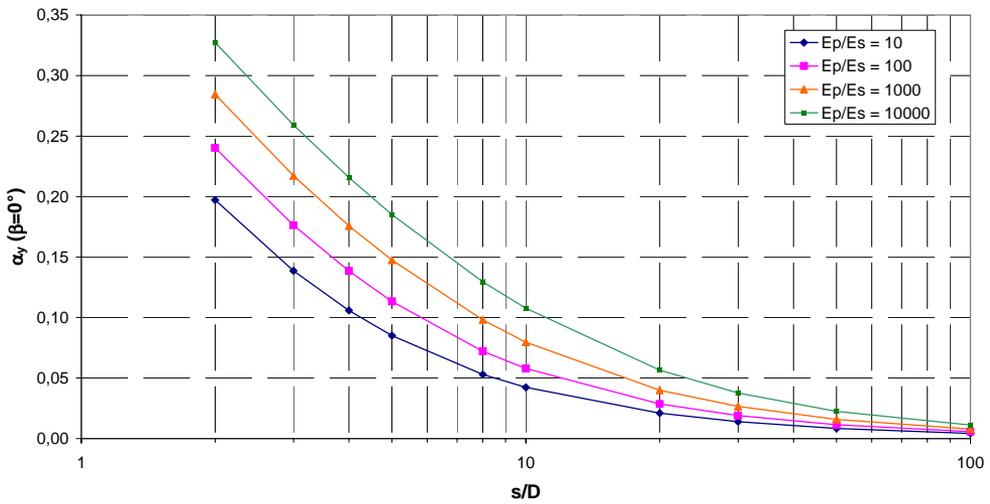


Figura 4.42. Andamento dei coefficienti di interazione dello spostamento per una coppia di pali liberi di ruotare in un mezzo con modulo linearmente variabile con la profondità (angolo di deviazione $\beta = 0^\circ$).

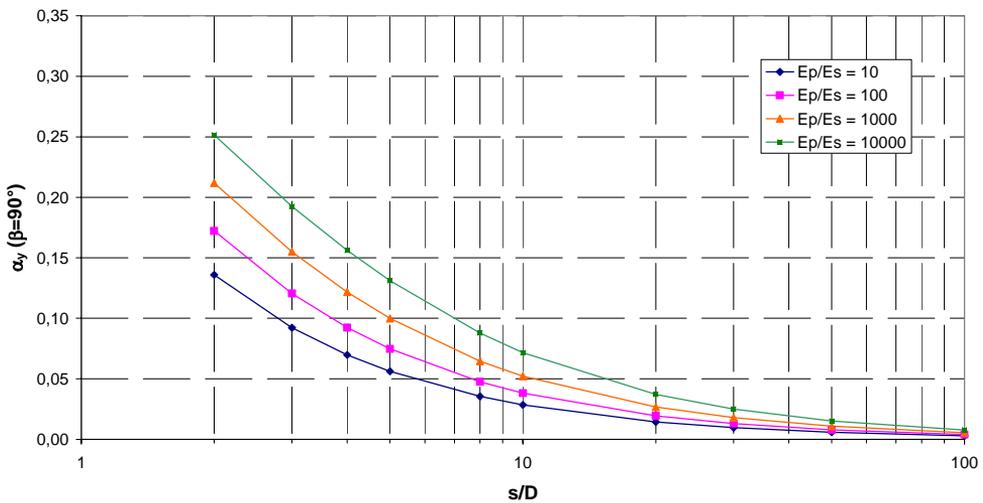


Figura 4.43. Andamento dei coefficienti di interazione dello spostamento per una coppia di pali liberi di ruotare in un mezzo con modulo linearmente variabile con la profondità (angolo di deviazione $\beta = 90^\circ$).

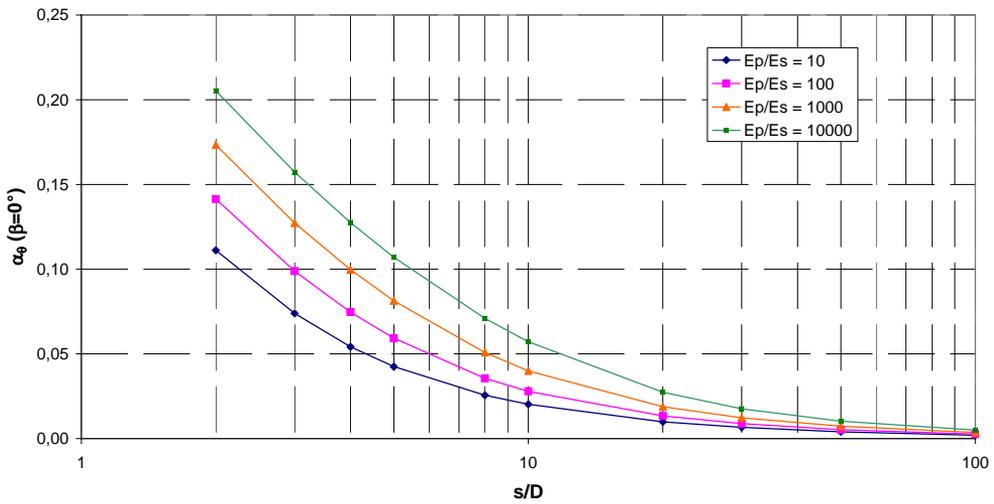


Figura 4.44. Andamento dei coefficienti di interazione della rotazione per una coppia di pali liberi di ruotare in un mezzo con modulo linearmente variabile con la profondità (angolo di deviazione $\beta = 0^\circ$).

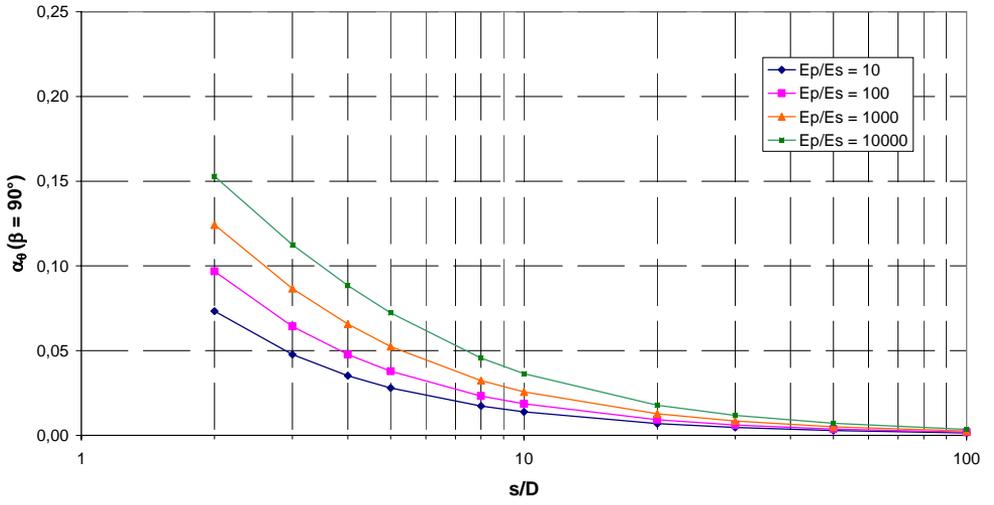


Figura 4.45. Andamento dei coefficienti di interazione della rotazione per una coppia di pali liberi di ruotare in un mezzo con modulo linearmente variabile con la profondità (angolo di deviazione $\beta = 90^\circ$).

Nei grafici che seguono (figure 4.46 – 4.49) gli andamenti dei coefficienti α_y ($\beta = 0^\circ$ e $\beta = 90^\circ$) sono riportati in riferimento a pali impediti di ruotare in testa. Le figure 4.46 e 4.47 afferiscono ad un mezzo omogeneo, le figure 4.48 e 4.49 ad un mezzo alla Gibson.

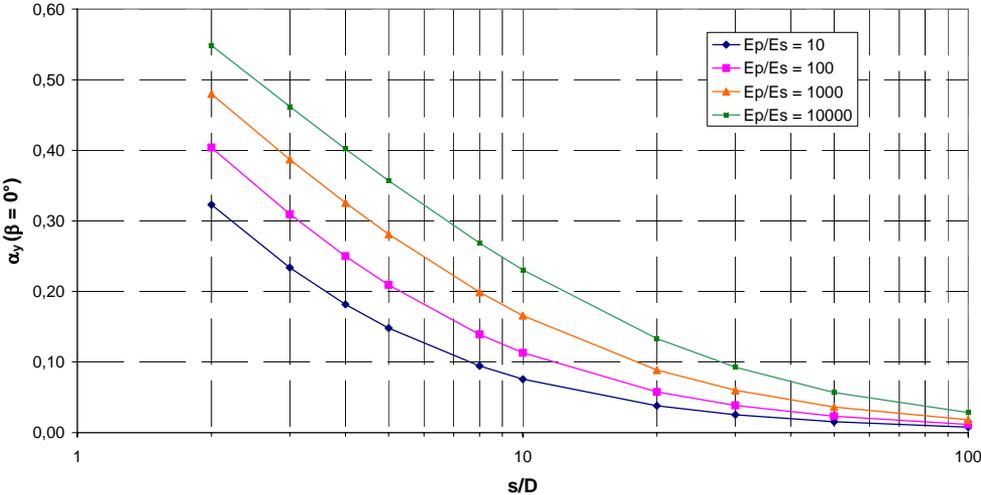


Figura 4.46. Andamento dei coefficienti di interazione dello spostamento per una coppia di pali impediti di ruotare in un mezzo con modulo omogeneo (angolo di deviazione $\beta = 0^\circ$).

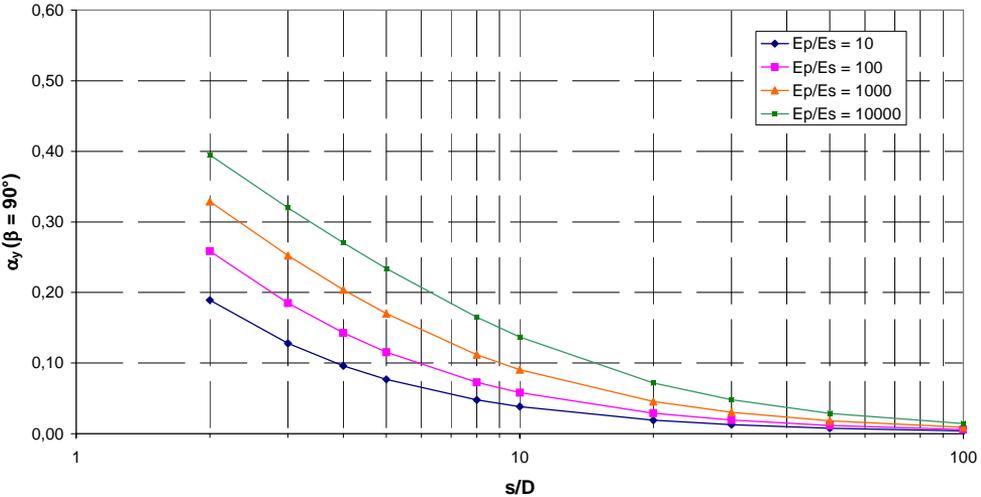


Figura 4.47. Andamento dei coefficienti di interazione dello spostamento per una coppia di pali impediti di ruotare in un mezzo con modulo omogeneo (angolo di deviazione $\beta = 90^\circ$).

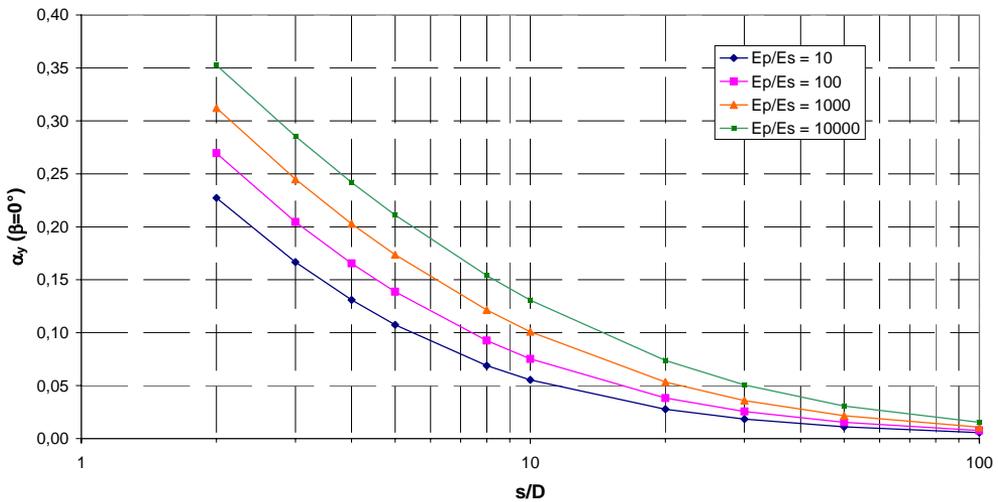


Figura 4.48. Andamento dei coefficienti di interazione dello spostamento per una coppia di pali impediti di ruotare in un mezzo con modulo linearmente variabile con la profondità (angolo di deviazione $\beta = 0^\circ$).

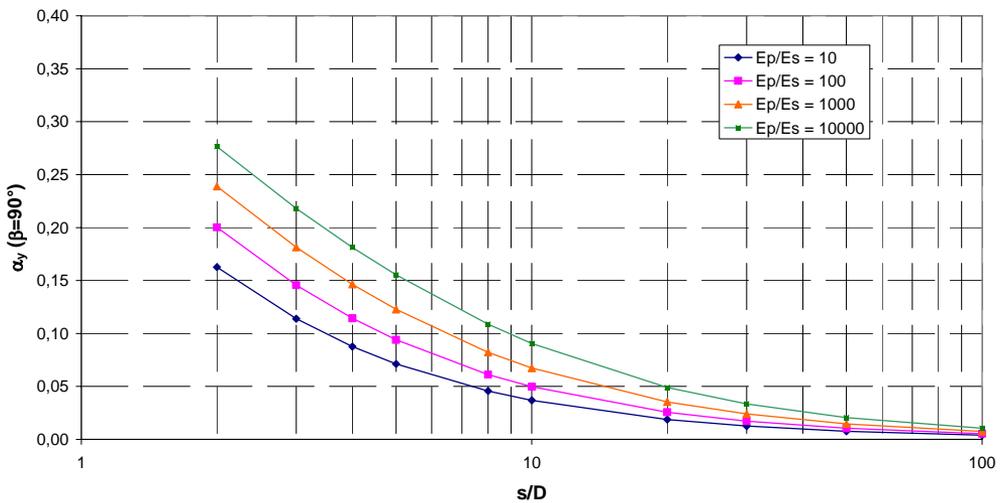


Figura 4.49. Andamento dei coefficienti di interazione dello spostamento per una coppia di pali impediti di ruotare in un mezzo con modulo linearmente variabile con la profondità (angolo di deviazione $\beta = 90^\circ$).

Le considerazioni che scaturiscono dall'osservazione dei grafici sono di seguito brevemente riportate.

Come nel caso del palo singolo, i confronti tra gli andamenti registrati nel terreno omogeneo e quelli relativi al terreno alla Gibson sono valutati a parità di rigidezza relativa K . La rigidezza relativa K , nel mezzo alla Gibson, è determinata alla profondità di un diametro ($K = E_p/mD$).

- i valori dei coefficienti di interazione aumentano al crescere della rigidezza relativa K ;
- i coefficienti di interazione relativi a $\beta = 0^\circ$ (pali in linea rispetto alla direzione di applicazione del carico) sono maggiori dei coefficienti relativi a $\beta = 90^\circ$ (pali affiancati);
- i coefficienti α_y relativi allo spostamento sono maggiori di quelli relativi alla rotazione α_θ ;
- i coefficienti di interazione relativi allo spostamento α_y determinati in terreni omogenei sono significativamente maggiori di quelli ottenuti in un mezzo alla Gibson;
- i coefficienti di interazione relativi alla rotazione α_θ determinati in terreni omogenei sono maggiori di quelli ottenuti in un mezzo alla Gibson;
- i coefficienti di interazione determinati in corrispondenza di pali impediti di ruotare sono maggiori di quelli relativi a pali liberi di ruotare in testa.

I risultati ottenuti consentono un'ulteriore rilevante considerazione. Dai grafici esposti si constata come gli effetti di interazione tra pali siano significativamente non nulli anche per interassi relativi elevati (ad esempio, $s/D = 10$). Questi risultati, frutto delle analisi realizzate adottando per il terreno un modello di semispazio elastico, contraddicono le evidenze sperimentali, per le quali gli effetti di interazione paiono annullarsi per interassi relativi minori ($s/D \sim 6$).

Questa constatazione giustifica l'introduzione di una distanza di estinzione degli effetti di interazione nel programma di calcolo, come esposto nel paragrafo 4.1.7.

ANALISI NON LINEARE

L'analisi non lineare della risposta di una coppia di pali è stata effettuata considerando la forza orizzontale agente su uno solo dei pali; sono quindi stati valutati gli spostamenti indotti sul palo scarico. Lo studio realizzato secondo questo schema è previsto tra le modalità di analisi realizzabili con il programma di calcolo, secondo quanto indicato nel paragrafo 4.1.3.

In maniera analoga a quanto realizzato per il palo singolo, l'analisi non lineare è condotta attribuendo al terreno un profilo di pressioni limite costante con la

profondità per un mezzo con modulo elastico omogeneo, variabile linearmente con la profondità per un mezzo con modulo elastico alla Gibson.

I risultati sono rappresentati riportando in ordinata il rapporto tra il valore assunto dallo spostamento del palo scarico al crescere della forza orizzontale, e lo spostamento del medesimo palo valutato in condizioni elastiche. Tale rappresentazione ha la finalità di rendere indipendente l'andamento di tale rapporto dalla non linearità della risposta, in termini di spostamenti, del palo carico.

Sull'asse delle ascisse, la forza orizzontale crescente agente sul palo carico è adimensionalizzata secondo i medesimi criteri esposti nel paragrafo 4.2.1, in relazione al palo singolo.

Le analisi sono realizzate in riferimento ad una snellezza dei pali $L/D = 20$ e a due valori di rigidezza relativa K ($K = 100$; $K = 1000$).

Nelle figure 4.50 e 4.51 sono riportati gli andamenti degli spostamenti y del palo scarico valutati per pali liberi di ruotare in testa, terreno omogeneo, rigidezza relativa $K = 100$ e angoli di deviazione $\beta = 0^\circ$ e $\beta = 90^\circ$. Nelle figure 4.52 e 4.53, gli spostamenti fanno riferimento ad una rigidezza relativa $K = 1000$.

Le figure 4.54 – 4.57, invece, riportano gli andamenti delle medesime grandezze, riferite ad un terreno alla Gibson.

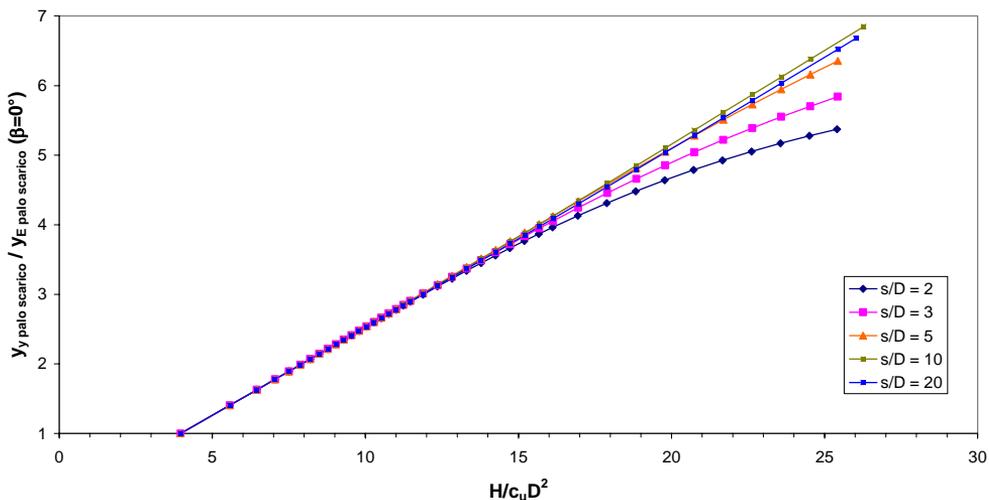


Figura 4.50. Spostamenti del palo scarico di una coppia di pali liberi di ruotare in testa, in terreno con modulo elastico omogeneo ($K = 100$; $\beta = 0^\circ$).

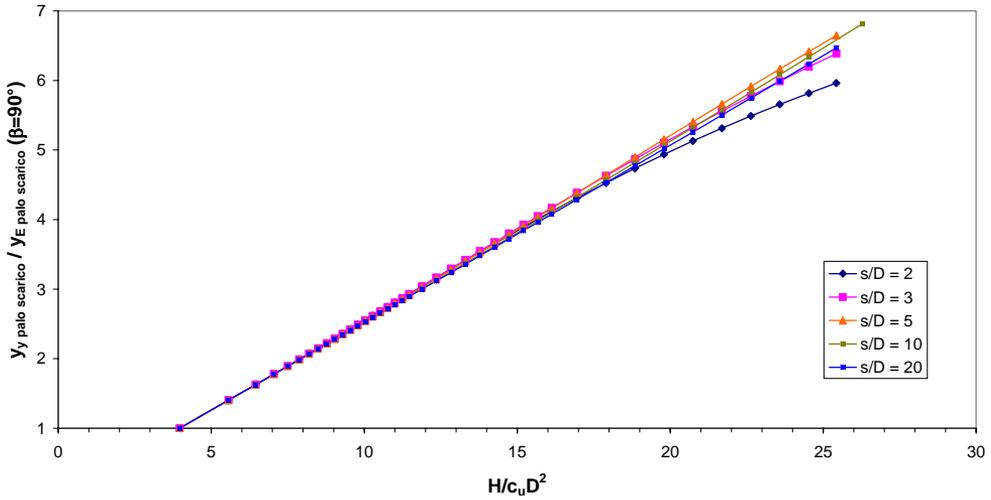


Figura 4.51. Spostamenti del palo scarico di una coppia di pali liberi di ruotare in testa, in terreno con modulo elastico omogeneo ($K = 100$; $\beta = 90^\circ$).

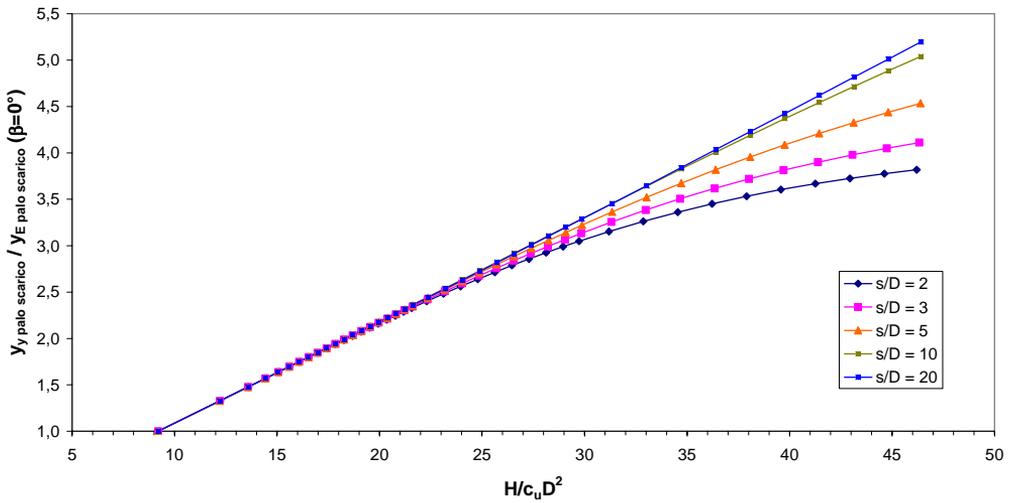


Figura 4.52. Spostamenti del palo scarico di una coppia di pali liberi di ruotare in testa, in terreno con modulo elastico omogeneo ($K = 1000$; $\beta = 0^\circ$).

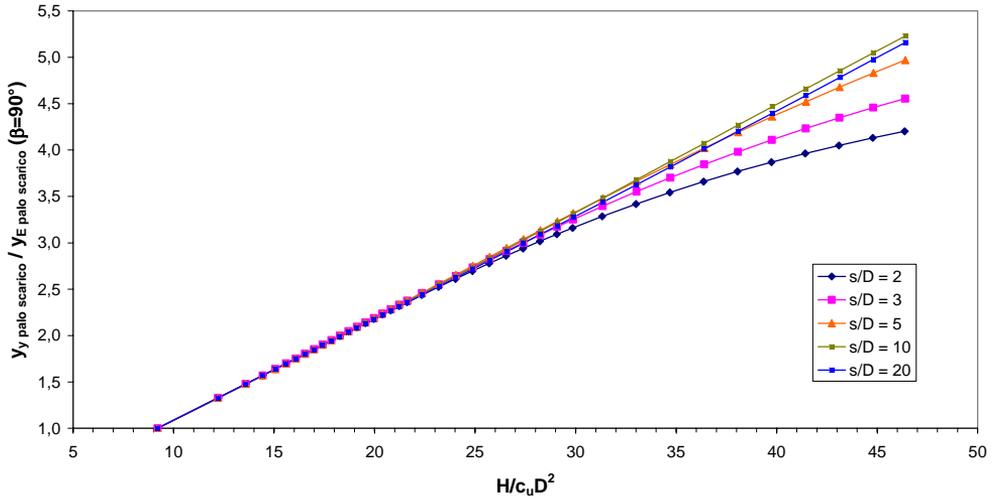


Figura 4.53. Spostamenti del palo scarico di una coppia di pali liberi di ruotare in testa, in terreno con modulo elastico omogeneo ($K = 1000$; $\beta = 90^\circ$).

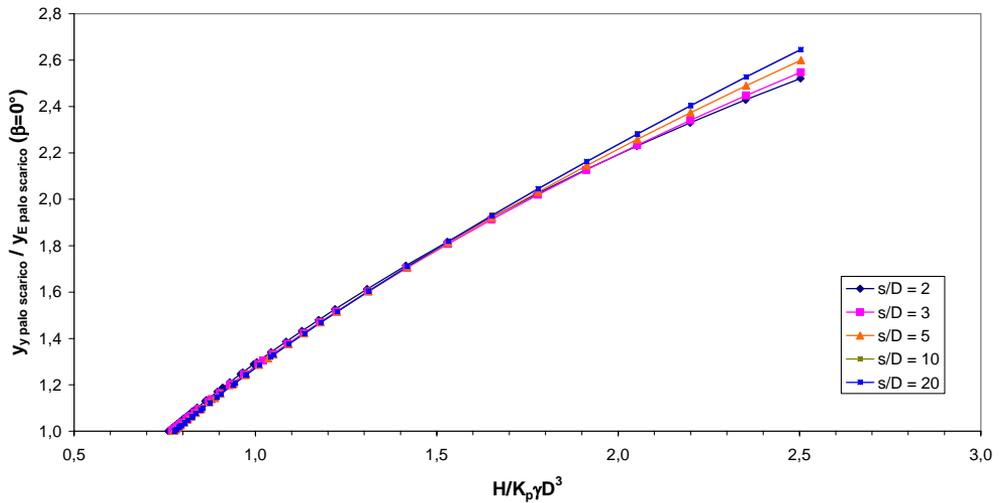


Figura 4.54. Spostamenti del palo scarico di una coppia di pali liberi di ruotare in testa, in terreno con modulo elastico linearmente variabile con la profondità ($K = 100$; $\beta = 0^\circ$).

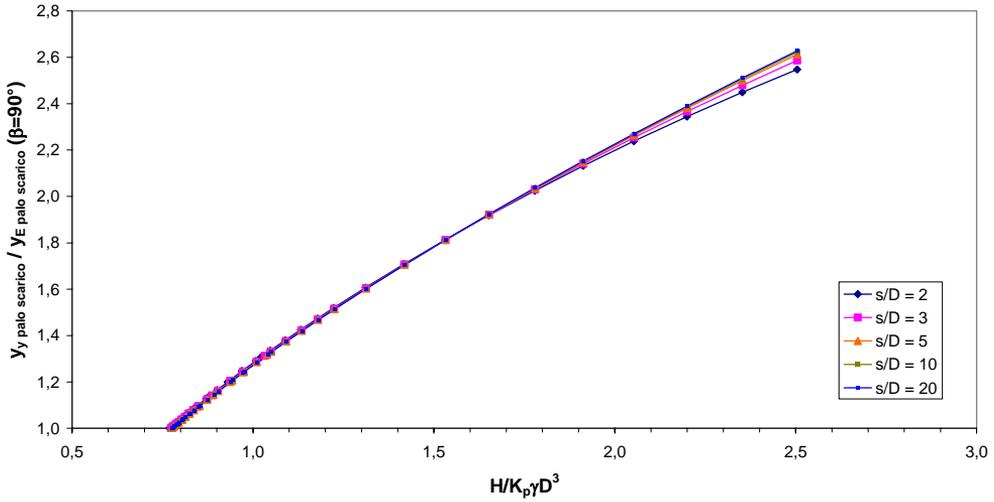


Figura 4.55. Spostamenti del palo scarico di una coppia di pali liberi di ruotare in testa, in terreno con modulo elastico linearmente variabile con la profondità ($K = 100$; $\beta = 90^\circ$).

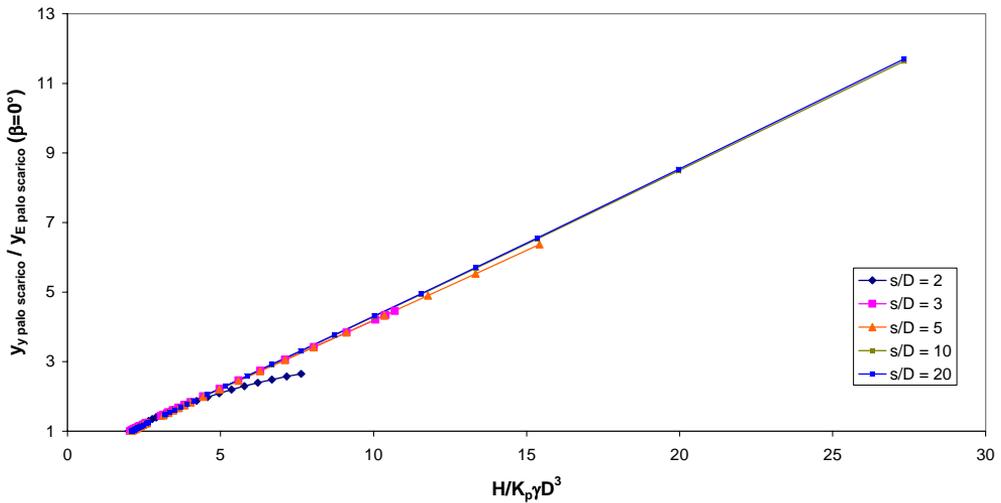


Figura 4.56. Spostamenti del palo scarico di una coppia di pali liberi di ruotare in testa, in terreno con modulo elastico linearmente variabile con la profondità ($K = 1000$; $\beta = 0^\circ$).

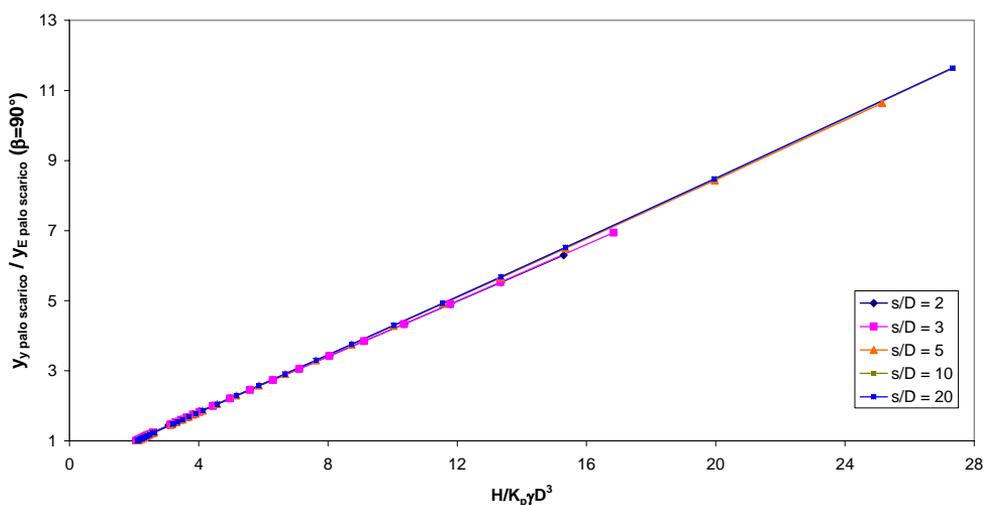


Figura 4.57. Spostamenti del palo scarico di una coppia di pali liberi di ruotare in testa, in terreno con modulo elastico linearmente variabile con la profondità ($K = 1000$; $\beta = 90^\circ$).

Per un ampio intervallo del livello di carico le curve presentate si mantengono lineari, indipendentemente dall'interasse relativo tra pali considerato, dalla rigidità relativa K e dalle caratteristiche del terreno. L'andamento lineare dei rapporti di spostamento del palo scarico consente di affermare che l'interazione tra pali non risente di effetti di non linearità in corrispondenza di livelli di carico bassi e medi.

Risultato analogo è stato osservato, in letteratura, in riferimento ai coefficienti di interazione relativi a pali soggetti a carichi assiali (CAPUTO & VIGGIANI, 1984).

Al crescere della forza orizzontale esterna, i rapporti di spostamento del palo scarico tendono ad assumere un andamento non lineare; la non linearità è tanto maggiore quanto minore è l'interasse relativo. La concavità della curva indica che gli effetti di interazione diminuiscono al crescere del carico.

Risultati e considerazioni analoghe sono ottenibili in riferimento a pali incastrati, tanto in terreni omogenei quanto in terreni alla Gibson.

A titolo di esempio, e ad ulteriore conforto delle affermazioni testé esposte circa l'andamento dei coefficienti di interazione, si riporta l'andamento del coefficiente α_y al variare del carico esterno agente e dell'interasse relativo tra pali (figura 4.58). Le curve fanno riferimento ad una coppia di pali con testa impedita di ruotare, in terreno omogeneo, con rigidità relativa $K = 100$ ed angolo di deviazione $\beta = 0^\circ$. Gli andamenti si mantengono costanti per un ampio intervallo di carico; successivamente, i valori del coefficiente α_y divengono decrescenti.

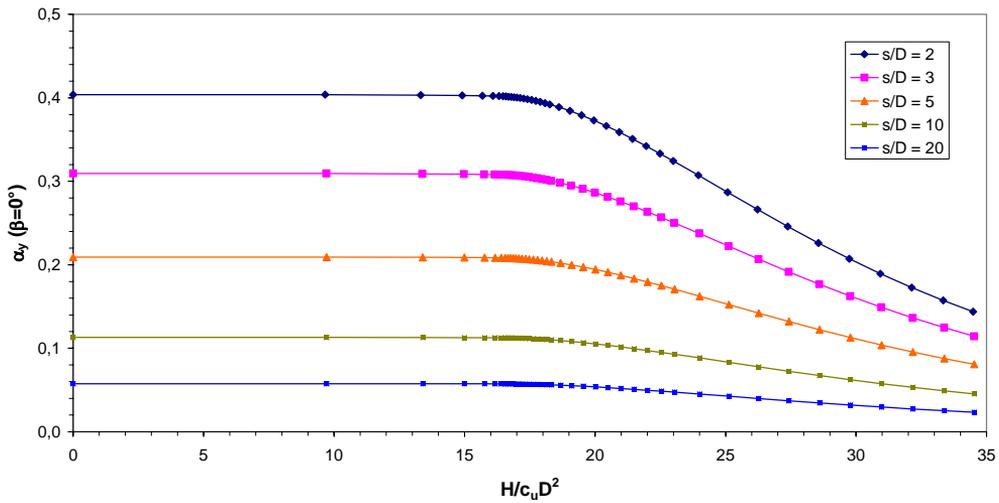


Figura 4.58. Andamento del coefficiente di interazione α_y per una coppia di pali incastrati, immersi in un terreno omogeneo.

4.2.3 EFFETTO IRRIGIDENTE DEI PALI

BURGHIGNOLI & DESIDERI (1995) realizzano uno studio della risposta di un gruppo di 9 pali soggetti ad azioni orizzontali, disposti secondo una configurazione 3x3 ed incastrati in testa. L'analisi è svolta con il metodo degli elementi di contorno, ricorrendo al modello del continuo elastico per il terreno, ed è limitata all'ambito lineare. Lo schema geometrico ed i parametri utilizzati nell'analisi sono riportati in figura 4.59.

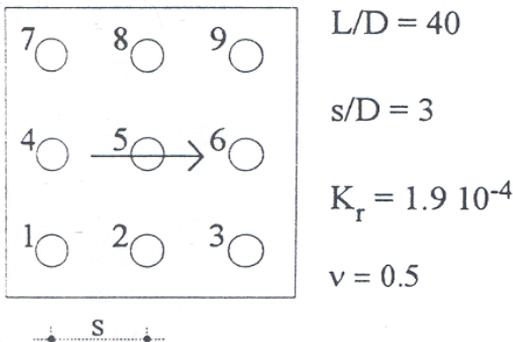


Figura 4.59. Schema geometrico dell'analisi realizzata da Burghignoli & Desideri (1995).

L'aspetto di maggior rilievo di tale studio è quello che si propone di evidenziare l'effetto irrigidente generato dalla presenza dei pali del gruppo sulla risposta alle azioni orizzontali. Il terreno, infatti, si giova dell'azione di *rinforzo* offerta dai pali disposti al suo interno. La risposta del gruppo di pali in un'analisi agli elementi di contorno integrale risulta più rigida, quindi, di quella ottenibile ricorrendo al metodo dei coefficienti di interazione ed avvalendosi del principio di sovrapposizione degli effetti.

Gli autori valutano quantitativamente l'effetto dell'irrigidimento facendo riferimento ai coefficienti di interazione tra coppie di pali, ed in particolare, al coefficiente di interazione α_{yF} (denominato $\alpha_{\rho F}$ nel testo), definito come:

$$\alpha_{\rho F} = \frac{\text{spostamento aggiuntivo dovuto alla presenza del palo adiacente}}{\text{spostamento del palo dovuto al proprio carico}}.$$

I valori di tale coefficiente sono determinati a partire dalla risposta globale offerta dal gruppo di 9 pali. Tali valori sono posti a confronto con quelli desunti realizzando un'analisi su coppie di pali omologhe (per disposizione geometrica), in assenza dei rimanenti pali del gruppo.

In figura 4.60 sono riportati gli andamenti dei coefficienti di interazione $\alpha_{\rho F}$ determinati in base ai risultati ottenuti sul gruppo (linea continua) e quelli ottenuti considerando coppie di pali omologhe (linea tratteggiata). La figura riporta altresì gli andamenti di $\alpha_{\rho F}$ ottenuti da RANDOLPH (1981). I confronti evidenziano come, in particolare per interassi relativi ridotti, i coefficienti di interazione $\alpha_{\rho F}$ desunti da un'analisi integrale del gruppo risultino significativamente minori di quelli determinabili dall'analisi sulla coppia omologa.

Lo stesso tipo di confronto realizzato da BURGHIGNOLI & DESIDERI (1995) è stato prodotto con il programma di calcolo NAPHOL. L'analisi del gruppo di pali è realizzata adottando le medesime ipotesi di modellazione e i medesimi parametri di BURGHIGNOLI & DESIDERI (1995). La figura 4.61 riporta un esempio degli andamenti dei coefficienti di interazione α_{yF} ottenuti. I valori dei coefficienti sono stati desunti da un'analisi integrale del gruppo 3x3, oppure da un'analisi di coppie di pali isolate, disposte in analoga posizione geometrica. La numerazione dei pali fa riferimento alla figura 4.59. Come si osserva, le differenze riscontrate con il programma NAPHOL in relazione al coefficiente α_{yF} sono trascurabili.

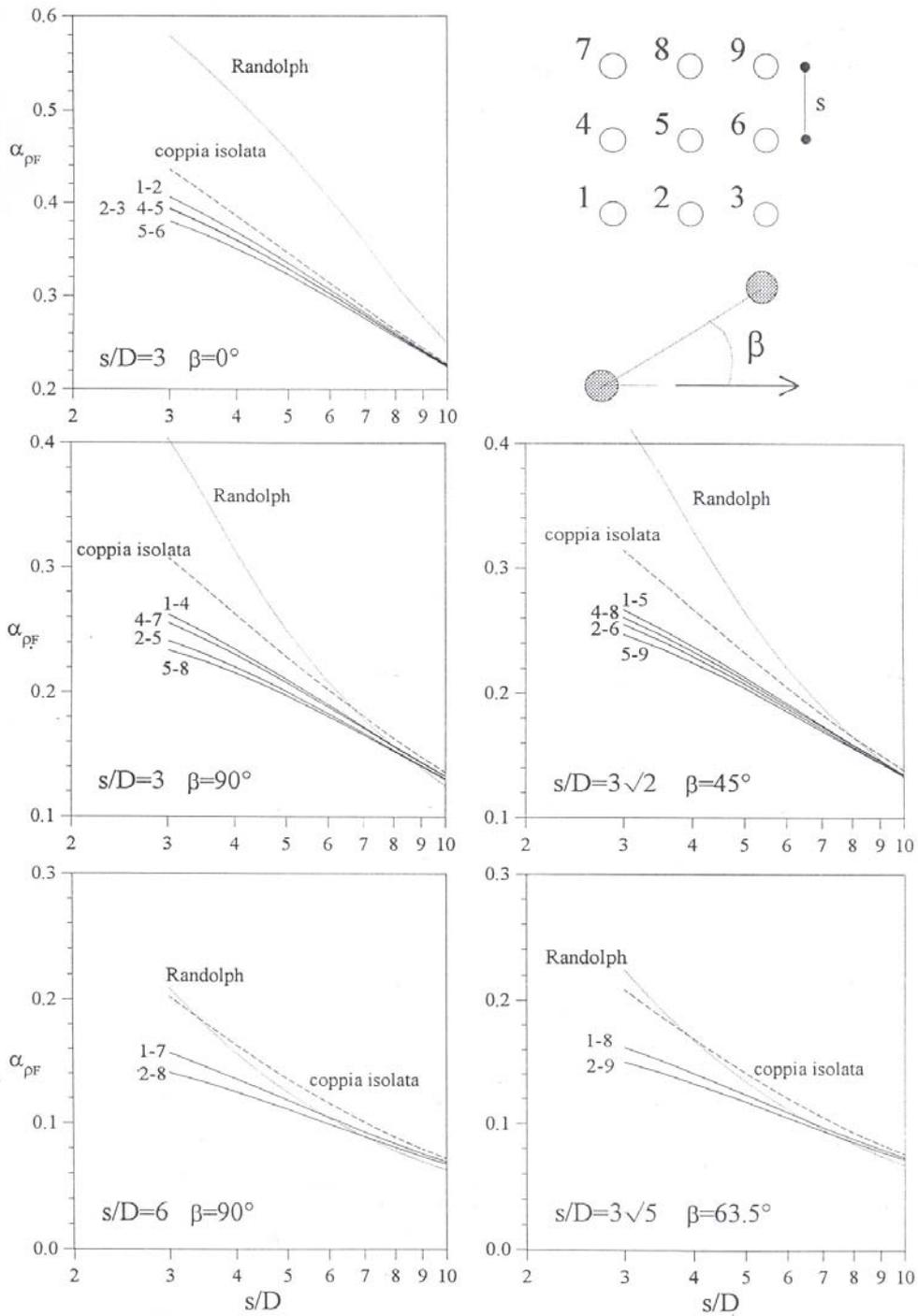


Figura 4.60. Andamento dei coefficienti di interazione α_{yF} in riferimento ad un'analisi integrale su un gruppo 3x3 ed in riferimento a coppie di pali omologhe (da Burghignoli & Desideri, 1995).

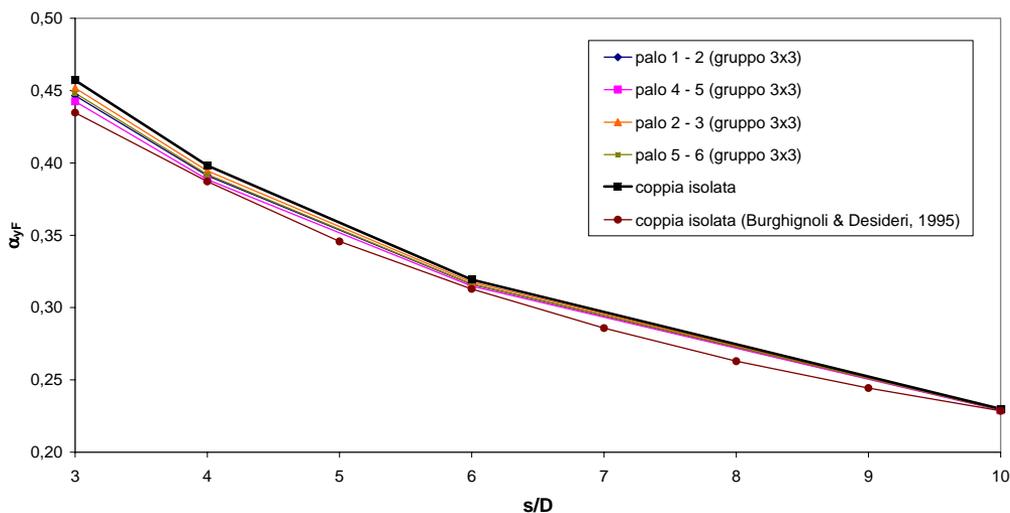


Figura 4.61. Andamento dei coefficienti di interazione α_{yF} in riferimento ad un'analisi integrale su un gruppo 3x3 ed in riferimento a coppie di pali omologhe (analisi NAPHOL).

Ad ulteriore conferma di questi risultati, è stato realizzato uno studio parametrico così concepito.

Si è determinato il coefficiente di interazione allo spostamento orizzontale in testa α_y per una coppia di pali liberi di ruotare, disposti in un terreno omogeneo. L'analisi è caratterizzata dai seguenti parametri: snellezza $L/D = 20$; rigidezza relativa $K = 1000$; interasse relativo $s/D = 20$; angolo di deviazione $\beta = 0^\circ$ e $\beta = 90^\circ$. I valori ottenuti, al variare del carico agente in testa, sono posti a confronto con i valori del medesimo coefficiente di interazione α_y , ottenuti considerando, rispettivamente, una riga di 3, 5, 6, 8 ed 11 pali (figura 3.62). I valori di α_y riportati si riferiscono al primo e all'ultimo palo della riga, sempre disposti ad interasse relativo $s/D = 20$. In tale modo, si vuole valutare l'effetto irrigidente indotto dal crescente numero di pali frapposti alla coppia di riferimento.

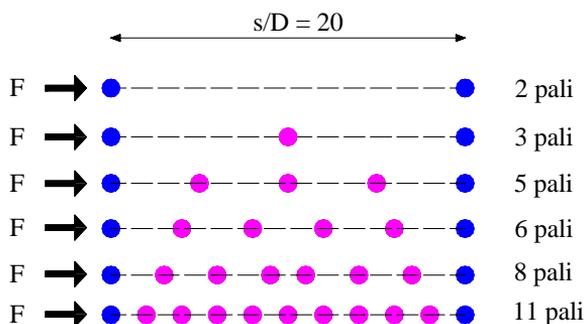


Figura 4.62. Schema dello studio parametrico.

In figura 4.63 e 4.64 si riportano i risultati ottenuti, per $\beta = 0^\circ$ e $\beta = 90^\circ$ rispettivamente. In ordinata è posto il rapporto fra i coefficienti di interazione determinati in riferimento ad una riga di n pali e quelli determinati in relazione alla semplice coppia.

Un'analisi del tutto analoga, per modalità di realizzazione, parametri utilizzati e rappresentazione grafica, è stata condotta in un terreno alla Gibson (si ricorda che in un terreno alla Gibson risulta $K = E_p/mD$). In figura 4.65 e 4.66 si riportano i risultati ottenuti, relativi a $\beta = 0^\circ$ e $K = 100$ e $K = 1000$, rispettivamente.

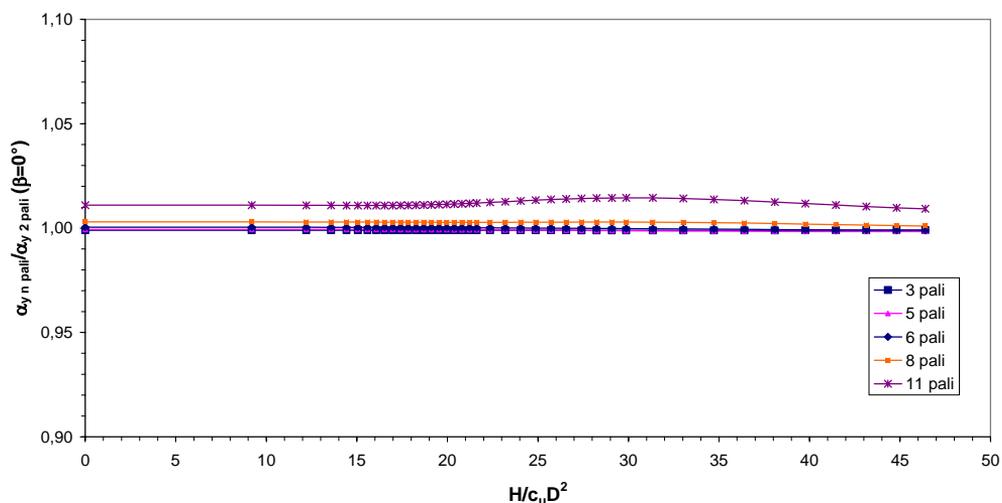


Figura 4.63. Valore del coefficiente di interazione α_y al variare del numero di pali fraposti alla coppia considerata (pali liberi di ruotare, terreno omogeneo, $K = 1000$, $\beta = 0^\circ$).

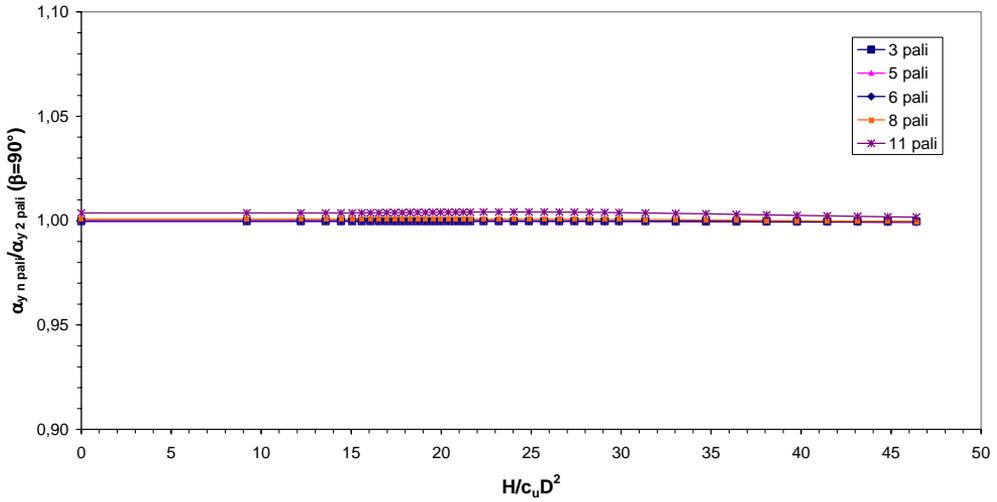


Figura 4.64. Valore del coefficiente di interazione α_y al variare del numero di pali frapposti alla coppia considerata (pali liberi di ruotare, terreno omogeneo, $K = 1000$, $\beta = 90^\circ$).

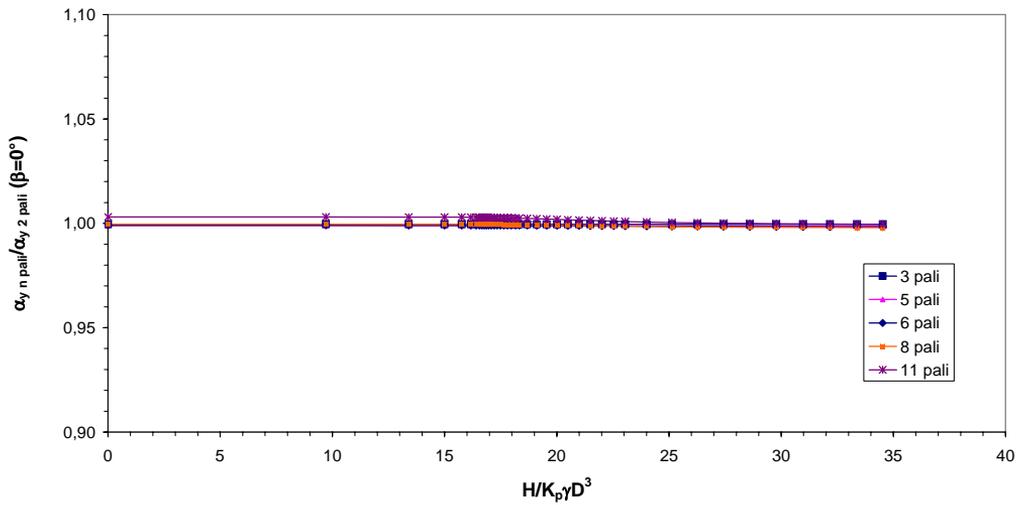


Figura 4.65. Valore del coefficiente di interazione α_y al variare del numero di pali frapposti alla coppia considerata (pali liberi di ruotare, terreno alla Gibson, $K = 100$, $\beta = 0^\circ$).

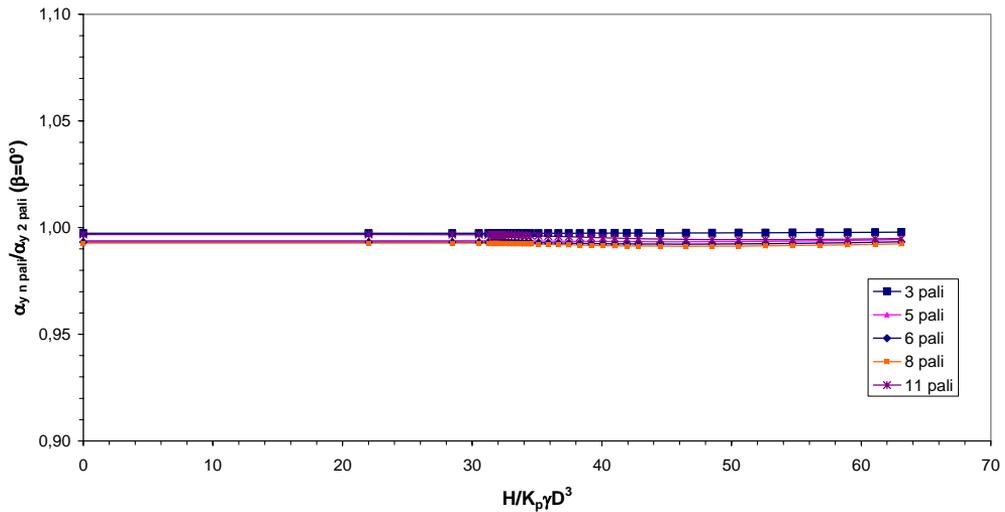


Figura 4.66. Valore del coefficiente di interazione α_y al variare del numero di pali frapposti alla coppia considerata (pali liberi di ruotare, terreno alla Gibson, $K = 1000$, $\beta = 0^\circ$).

Dagli andamenti ottenuti, nei quali i rapporti fra i coefficienti di interazione determinati in relazione ad n pali e quelli determinati in relazione alla semplice coppia, sono sempre pressoché unitari, si conclude che l'effetto di irrigidimento dovuto alla presenza dei pali del gruppo è assolutamente trascurabile. Questa conclusione è in contrasto con i risultati ottenuti da BURGHIGNOLI & DESIDERI (1995).

Per inciso, si menziona che anche in riferimento a gruppi di pali caricati da azioni verticali, l'effetto irrigidente dovuto alla presenza dei pali del gruppo nel terreno risulta, alla luce di analisi realizzate agli elementi finiti, trascurabile (DE SANCTIS, 2000).

4.2.4 CONFRONTI CON LA LETTERATURA

Le analisi parametriche realizzate con il programma NAPHOL ed esposte nei paragrafi 4.2.1 e 4.2.2 sono analoghe, per modalità di realizzazione, a quelle condotte da altri autori con modelli del continuo elastico. Una descrizione approfondita dei risultati ottenuti da questi ultimi è esposta nel paragrafo 3.4.

In questo paragrafo, in riferimento ad alcuni dei parametri più significativi delle analisi, si riportano a confronto tra loro i risultati ottenuti con i modelli di letteratura e quelli ottenuti con il programma di calcolo NAPHOL. Al fine di rendere comparabili i risultati, si è proceduto ad una omogeneizzazione delle

modalità di adimensionalizzazione. Tutti i confronti fanno riferimento ad analisi puramente elastiche.

Nelle figure 4.67 e 4.68 si riportano gli andamenti dello spostamento e della rotazione in testa, opportunamente adimensionalizzate, di un palo libero di ruotare, immerso in un semispazio omogeneo. Nelle figure 4.69 e 4.70 analoghi andamenti fanno riferimento ad un palo con testa libera di ruotare immerso in un terreno alla Gibson.

I risultati delle analisi realizzate con il metodo risolutivo degli elementi finiti sono raffigurate con linea continua e i relativi autori sono richiamati, in legenda, con caratteri maiuscoli. Viceversa, si ricorre a linee tratteggiate per le analisi realizzate con metodi agli elementi di contorno; gli autori relativi sono indicati nella legenda con caratteri minuscoli. I risultati ottenuti con il programma di calcolo realizzato nella presente Tesi di dottorato sono riportati in nero, in linea tratteggiata.

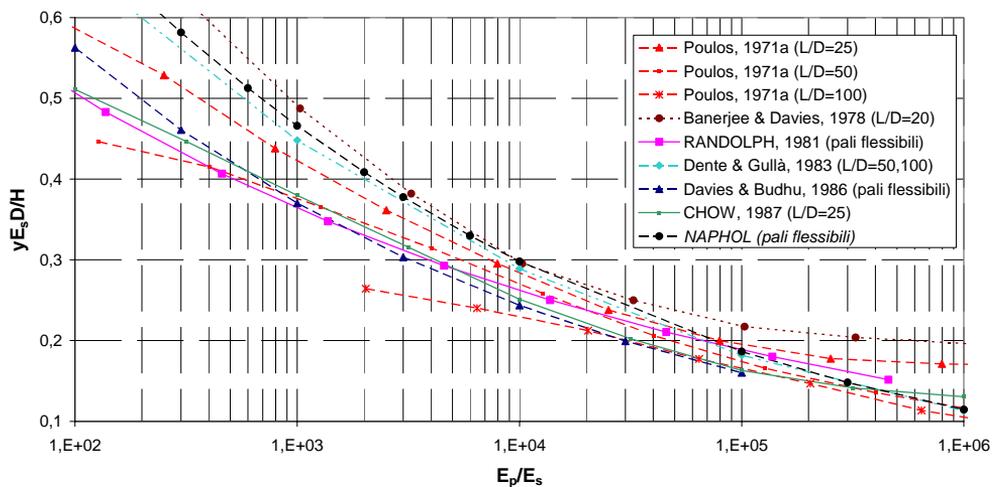


Figura 4.67. Spostamento in testa per un palo libero di ruotare, immerso in un semispazio omogeneo: confronto con i dati di letteratura.

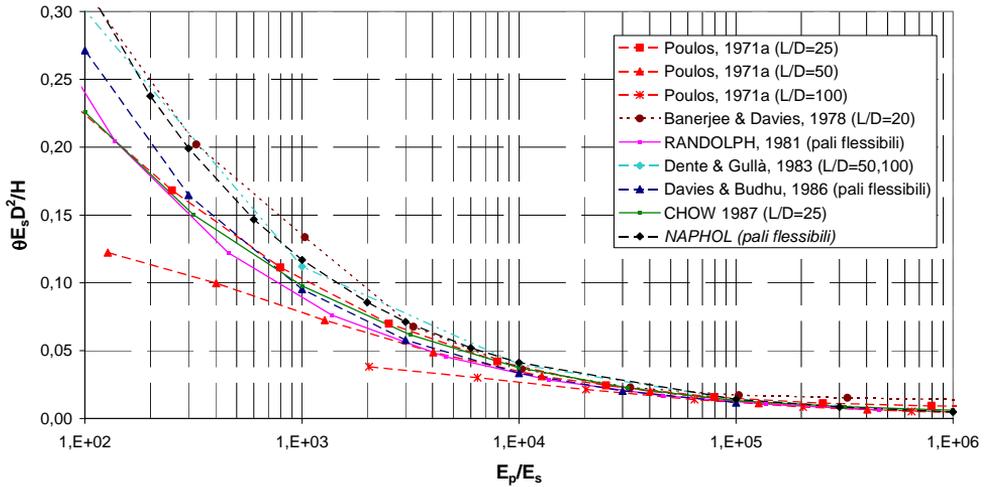


Figura 4.68. Rotazione in testa per un palo libero di ruotare, immerso in un semispazio omogeneo: confronto con i dati di letteratura.

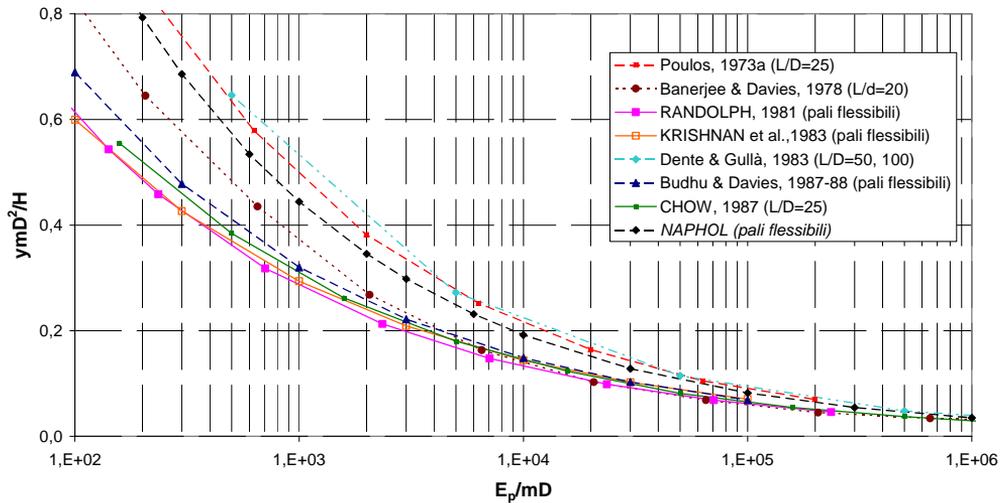


Figura 4.69. Spostamento in testa per un palo libero di ruotare, immerso in un semispazio alla Gibson: confronto con i dati di letteratura.

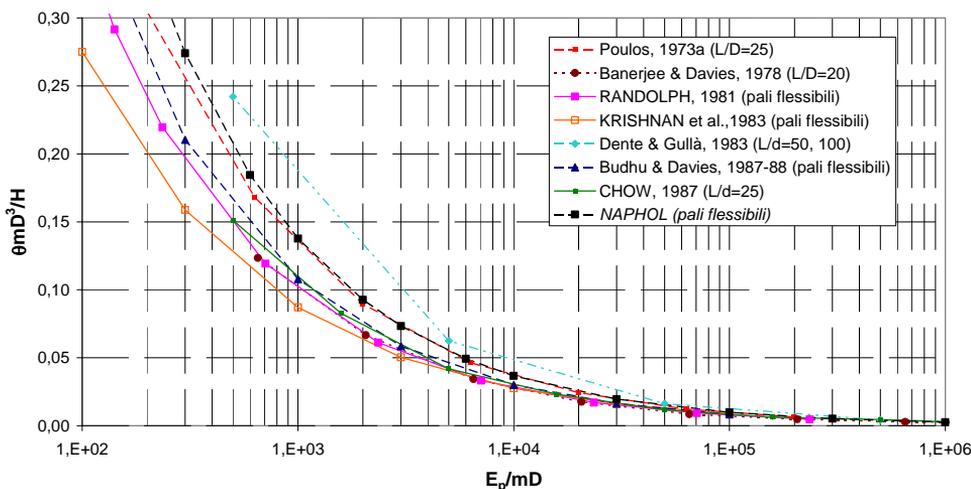


Figura 4.70. Rotazione in testa per un palo libero di ruotare, immerso in un semispazio alla Gibson: confronto con i dati di letteratura.

Alla luce dei grafici riportati, sono possibili le seguenti considerazioni:

- il complesso delle analisi parametriche definisce un fuso abbastanza ampio; la dispersione dei risultati è particolarmente significativa per i pali più flessibili;
- le analisi realizzate con il metodo agli elementi finiti costituiscono, generalmente, gli estremi inferiori del fuso;
- le analisi realizzate con il programma NAPHOL si inseriscono all'interno del fuso identificato dai dati di letteratura.

La conclusione più generale che si può trarre osservando tali andamenti è la seguente: ciascuno dei modelli proposti consente, in linea di principio, una buona stima dei parametri più significativi caratterizzanti la risposta di un palo soggetto a carichi orizzontali (spostamenti, rotazioni, momenti). La possibilità di ottenere un risultato conforme alle osservazioni sperimentali, tuttavia, è strettamente legato alla corretta calibrazione dei parametri del modello. Questi ultimi, con particolare riferimento ai parametri del terreno, raramente identificano delle proprietà fisiche intrinseche al mezzo; più spesso rappresentano parametri la cui determinazione è strettamente legata alle caratteristiche di modellazione dello strumento di analisi (RANDOLPH, 1994).

In riferimento ai risultati ottenuti con il programma di calcolo realizzato nella presente Tesi, si precisa come la significatività della risposta ottenuta in ambito

meramente elastico lineare sia modesta. Come risulta evidente dai risultati ottenuti conducendo analisi a ritroso di prove di carico realizzate su pali reali (capitolo 5), la porzione non lineare della risposta gioca un ruolo predominante.

Relativamente alla coppia di pali, si riportano in figura 4.71 gli andamenti dei coefficienti di interazione relativi allo spostamento delle teste dei pali α_y . I pali sono impediti di ruotare in testa e immersi in un terreno omogeneo; l'angolo di deviazione β è pari a 0° . La snellezza e la rigidezza relativa di riferimento sono indicate nella legenda.

Sono esprimibili considerazioni analoghe a quelle riportate per il palo singolo. In questo caso, tuttavia, la curva ottenuta con il programma NAPHOL definisce, nell'ambito degli interassi relativi s/D di interesse ingegneristico, l'estremo inferiore del fuso.

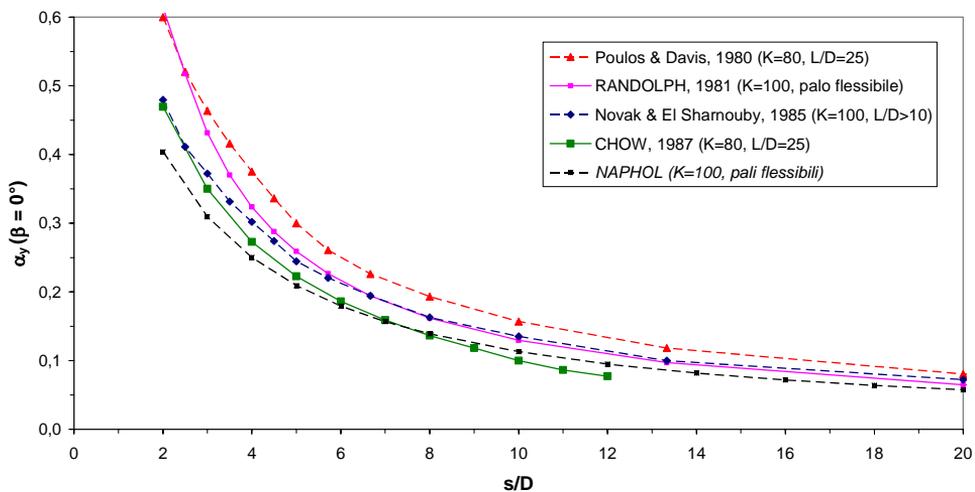


Figura 4.71. Coefficienti di interazione α_y per una coppia di pali impediti di ruotare in testa, immersi in un semispazio omogeneo: confronto con i dati di letteratura.

CAPITOLO 5

5.1 PROVE DI CARICO SU PALI SINGOLI

Nel corso della Tesi di Dottorato sono stati reperiti in letteratura un numero significativo di casi sperimentali di prove di carico orizzontale statiche condotte su pali isolati. La ricerca ha interessato le più diffuse riviste specialistiche ed i più importanti convegni sull'argomento. Il numero di articoli e pubblicazioni rinvenuti sono stati numerosi. Frequentemente, tuttavia, le informazioni disponibili relative alle proprietà meccaniche del palo, o alle caratteristiche geotecniche del terreno, o alle modalità di realizzazione della prova (ad esempio, l'eccentricità di applicazione del carico) non sono risultate complete, rendendo impossibile condurre un'analisi a ritroso con il programma di calcolo realizzato nella presente Tesi. Di seguito, dunque, ci si limita alla esposizione delle prove di carico che risultano ben documentate. La varietà dei casi esaminati rimane, ad ogni modo, elevata.

Negli articoli di letteratura selezionati sono stati volutamente esclusi i casi di prove condotte su pali modello. Tra questi si citano, a titolo di esempio, PRAKASH (1962), FRANKE (1988), SHIBATA ET AL. (1989), RAO ET AL. (1996), GANDHI & SELVAM (1997), PATRA & PISE (2001). Si tratta di prove, spesso numerose, realizzate su pali in scala alla accelerazione di gravità ($1\cdot g$); le ridotte dimensioni rendono possibile l'esecuzione di prove con un'ampia variabilità dei parametri in gioco, sia in riferimento alle caratteristiche del palo quanto in riferimento a quelle del terreno. Le prove condotte su pali modello, tuttavia, non sono in grado di riprodurre lo stato tensionale che si realizza nel terreno reale. Il fine delle prove condotte su modelli è quello di ottenere importanti indicazioni sulle modalità di risposta del sistema palo – terreno al variare dei parametri che lo caratterizzano; queste informazioni, rilevanti a fini qualitativi, non sono state ritenute attendibili in termini quantitativi. Per queste ragioni, le prove condotte su pali modello non sono state utilizzate ai fini delle analisi a ritroso.

Diversa considerazione è stata rivolta, invece, alle prove realizzate su pali modello all'interno di una centrifuga. A differenza delle prove in scala, realizzate alla accelerazione di gravità di $1\cdot g$, le prove di carico orizzontale in centrifuga sono condotte con accelerazioni di alcuni g (ad esempio: $45\ g$ per McVAY ET AL., 1995; 1998; $40\ g$ per REMAUD ET AL., 1998; $70\ g$ per ILYAS ET AL., 2004). In una prova in centrifuga, condotta con un'accelerazione $n\cdot g$, le dimensioni geometriche risultano scalate di n volte: un palo modello di lunghezza L e diametro D corrisponde ad un palo prototipo di lunghezza $n\cdot L$ e diametro $n\cdot D$. La tensione verticale indotta in un mezzo con densità ρ alla quota h , quando viene applicata un'accelerazione n volte maggiore di quella terrestre, è fornita da:

$$\sigma_{v\text{ modello}} = \rho \cdot n \cdot g \cdot h_{\text{modello}} \quad (5.1)$$

Nel prototipo, invece, risulta:

$$\sigma_{v\text{ prototipo}} = \rho \cdot g \cdot h_{\text{prototipo}} \quad (5.2)$$

Dal momento che il modello è una rappresentazione lineare del prototipo ($h_{\text{prototipo}} = n \cdot h_{\text{modello}}$) ne deriva che:

$$\sigma_{v\text{ prototipo}} = \sigma_{v\text{ modello}} \quad (5.3)$$

Durante la realizzazione di una prova in centrifuga, dunque, è possibile riprodurre nel modello lo stato tensionale del terreno reale. Le modalità di realizzazione delle prove in centrifuga sono tali da far ritenere che i risultati ottenuti siano affidabili non solo in termini qualitativi, ma anche in termini quantitativi. Tali prove sono quindi state comprese nell'ambito di quelle analizzate a ritroso con il programma NAPHOL.

Sono tuttavia opportune alcune considerazioni. La risposta ottenuta in una prova di carico in centrifuga è condizionata dalle modalità di infissione dei pali nel terreno; in particolare, la prova offre risposte differenti a seconda che i pali siano spinti nel terreno *in volo* (cioè ad una accelerazione di $n \cdot g$) oppure *da fermo* (cioè ad una accelerazione di $1 \cdot g$). Le due operazioni generano differenti stati tensionali nel terreno condizionando, a loro volta, la risposta del sistema. KO ET AL. (1984) e CRAIG (1984) mostrano come, in relazione a prove di carico assiali, il carico limite di un palo installato ad $1 \cdot g$ risulti ridotto del 40% – 50% rispetto al carico limite ottenibile con l'installazione ad $n \cdot g$. Analoghe considerazioni sono espresse da BLOOMQUIST ET AL. (1991). Lo stesso CRAIG (1984) precisa come gli effetti delle modalità di installazione siano meno evidenti in relazione a pali soggetti a carichi orizzontali. McVAY ET AL. (1994), tuttavia, mostrano come il carico limite laterale di un gruppo di 9 pali incastrati in testa, installato ad $1 \cdot g$, sia minore del 21% del valore ottenuto con un'installazione a $48 \cdot g$. L'influenza delle modalità di installazione dei pali nella centrifuga, non trascurabile per le sabbie, si ritiene più contenuta per le argille, poiché le variazioni di volume indotte dall'operazione di inserimento sono piccole (CRAIG, 1985).

Una dettagliata presentazione dei principi della modellazione geotecnica in centrifuga è reperibile in BILOTTA & TAYLOR (2005).

Fra gli articoli di letteratura selezionati per le analisi a ritroso, particolarmente significativi ed utili sono risultati quelli nei quali si dispone di informazioni *ridondanti*. Nei casi usuali, difatti, durante una prova di carico orizzontale statica

su palo isolato si procede alla misura degli spostamenti in testa al palo al crescere della forza esterna agente. In altre circostanze, invece, dove lo studio della risposta è più approfondito, è possibile disporre di ulteriori informazioni, quali l'andamento delle rotazioni in testa o l'andamento dei momenti flettenti lungo il fusto del palo. In particolare, estremamente utile si è rivelata la possibilità di disporre della misura dei momenti massimi agenti lungo il fusto del palo, al crescere del carico. Lo studio dei casi di letteratura con il programma di calcolo NAPHOL, difatti, ha posto in evidenza come questo andamento risenta in forma limitata delle proprietà di rigidità del terreno (nel modello in questione, le proprietà di rigidità sono rappresentate dal modulo di elasticità) e sia influenzato essenzialmente dalle sue caratteristiche di resistenza. Giovandosi di questa constatazione, come più compiutamente illustrato nel paragrafo 5.1.1, è stato possibile mettere a punto una procedura di analisi che consente di disaccoppiare il problema di calibrazione dei parametri del terreno: l'analisi della curva momenti massimi – spostamenti in testa (o, analogamente, momenti massimi – forza) permette di caratterizzare il terreno a riguardo delle caratteristiche di resistenza; fissate queste, l'analisi della curva carichi – spostamenti consente di determinare il valore del modulo di elasticità.

Di seguito, in questo capitolo, verranno esposti dettagliatamente i casi di letteratura relativi a prove di carico su palo singolo analizzati con il programma di calcolo. I casi sono distinti in due categorie di appartenenza, relative rispettivamente ai terreni incoerenti (paragrafo 5.2.1) e a quelli coesivi (paragrafo 5.2.2). Tutti i casi rinvenuti sono relativi a prove di carico realizzate con il palo libero di ruotare in testa.

5.1.1 PROCEDURA DI ANALISI

La procedura di analisi in seguito illustrata è stata messa a punto giovandosi dell'esperienza maturata nell'analizzare a ritroso un congruo numero di casi di letteratura inerenti al problema delle prove di carico orizzontale su pali. In particolare, la procedura è stata messa a punto avvalendosi di quei casi dotati di informazioni *ridondanti*; quei casi, cioè, nei quali si dispone della misura dei momenti flettenti lungo il fusto del palo, oltre che della curva carichi – spostamenti in testa.

Nell'utilizzare il programma di calcolo si è constatato come l'andamento della curva momenti flettenti massimi – spostamenti in testa (o momenti massimi – forze in testa) risulti condizionato in misura limitata dalle proprietà di rigidità del terreno. In particolare, il valore assunto dal modulo di elasticità influenza tale curva solamente nei primi intervalli di carico; al crescere del carico, la curva risulta indifferente al valore assunto dal modulo di Young.

A titolo di esempio, in relazione alla prova di carico eseguita su palo singolo da ROLLINS ET AL. (2005a; paragrafo 5.2.1.7), si riportano in figura 5.1 e 5.2 gli andamenti della curva carichi – spostamenti e carichi – momenti flettenti massimi. Gli andamenti sperimentali sono posti a confronto con tre curve analitiche, ottenute mantenendo invariati i parametri meccanici di resistenza del terreno, e assegnando al modulo elastico E_s tre differenti valori: $E_s = 6000$ kPa, $E_s = 12000$ kPa, $E_s = 24000$ kPa. La risposta, in termini di curva carichi – spostamenti, è influenzata dal valore attribuito al modulo elastico. L'andamento analitico della curva carichi – momenti massimi, invece, è indifferenziato.

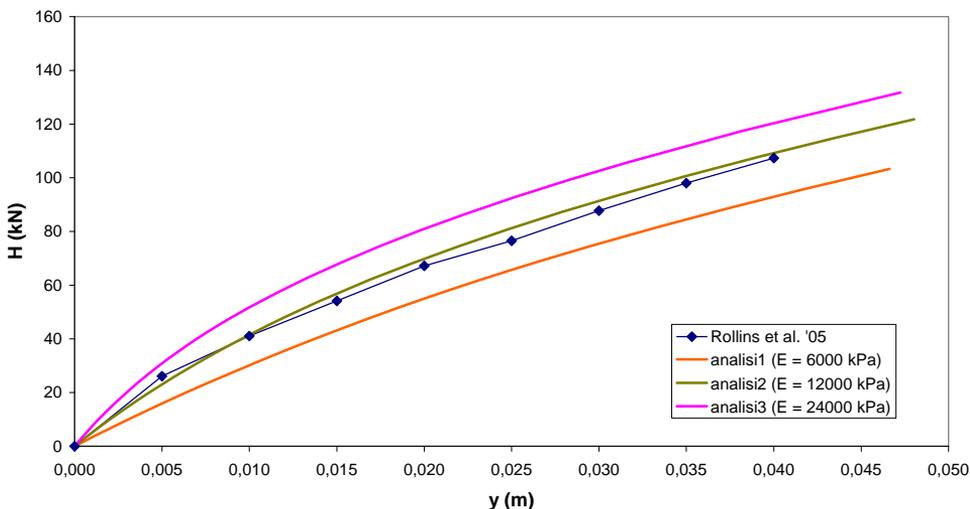


Figura 5.1. Rollins et al. 2005a: curve carichi – spostamenti al variare del modulo elastico E_s

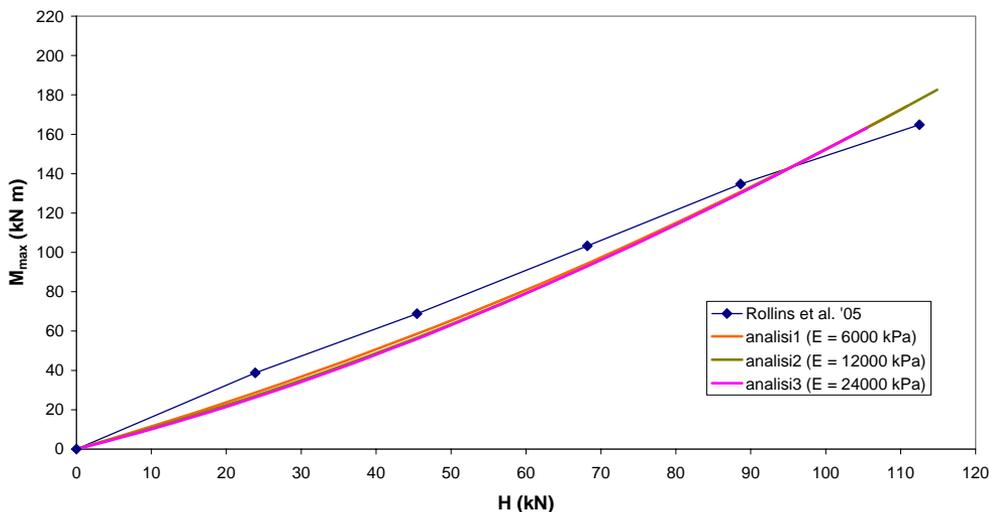


Figura 5.2. Rollins et al. 2005a: curve carichi – momenti massimi al variare del modulo elastico E_s

Questo risultato è determinato dalla constatazione che, durante la prova di carico orizzontale, insorge nel terreno un fenomeno di *rottura progressiva*. Al crescere del carico esterno, solitamente, i primi concii a *plasticizzarsi* (secondo la definizione inerente all'analisi non lineare di tipo incrementale implementata in NAPHOL) sono quelli in corrispondenza del piano campagna; progressivamente, la quota che identifica la porzione di terreno interamente plasticizzata si approfondisce (MOTTA, 1994). Una volta raggiunta la plasticizzazione, la reazione offerta dal terreno in corrispondenza di ciascun concio risulta definitivamente assunta, e non varia nei successivi incrementi di carico.

Le sollecitazioni agenti sul palo, in termini di taglio e momento flettente, sono valutate in base a considerazioni di equilibrio, a partire dal valore assunto dalla forza esterna e dalle reazioni del terreno in corrispondenza dei concii. Poiché il momento massimo per i pali flessibili (quali sono quelli reali) è solitamente posto a quote superficiali, corrispondenti ad alcuni diametri, il momento flettente massimo risulta dipendere essenzialmente dai valori di resistenza limite assegnati al terreno. Le caratteristiche del terreno in fase elastica, quindi il valore del modulo di Young ad esso assegnato, divengono ininfluenti già dopo i primi incrementi di carico.

Per maggior chiarezza, si illustra quanto appena enunciato con l'aiuto di due grafici. In figura 5.3 sono riportati il profilo di pressioni limite del terreno, crescente con la profondità, e le pressioni mobilitate in corrispondenza di 3 livelli crescenti di carico. Nella figura 5.4, in corrispondenza degli stessi livelli di carico, sono riportati i profili dei momenti flettenti agenti lungo il fusto del palo. Per ciascuno dei livelli di carico considerati, la quota in cui si verifica il momento massimo è pressoché coincidente con quella che identifica la separazione tra la zona *plasticizzata* di terreno e quella che permane in fase elastica. Ne consegue che il valore del momento massimo dipende essenzialmente dal profilo di resistenza. Gli andamenti illustrati fanno riferimento al palo E3, *Lock and Dam 1*, sottoposto a prova da ALIZADEH & DAVISSON (1970) (paragrafo 5.2.1.1).

Per gli stessi motivi appena esposti, il momento flettente massimo non dipende in maniera significativa neppure dalla rigidità flessionale $E_p I_p$ del palo.

Le considerazioni esposte consentono di *disaccoppiare* il problema della calibrazione dei parametri geotecnici del terreno. In una prima fase, basandosi sulla curva momenti massimi – spostamenti in testa, si verifica la bontà della caratterizzazione del terreno in termini di resistenza, desunta, a sua volta, dalle informazioni provenienti da prove in sito ed in laboratorio. Successivamente, fissati i parametri di resistenza, è possibile assegnare al mezzo le caratteristiche di rigidità, cioè attribuire i valori del modulo di elasticità. Per questa operazione, l'elemento di raffronto fra i risultati sperimentali e quelli ottenuti con il calcolo è costituito dalla curva carichi – spostamenti in testa.

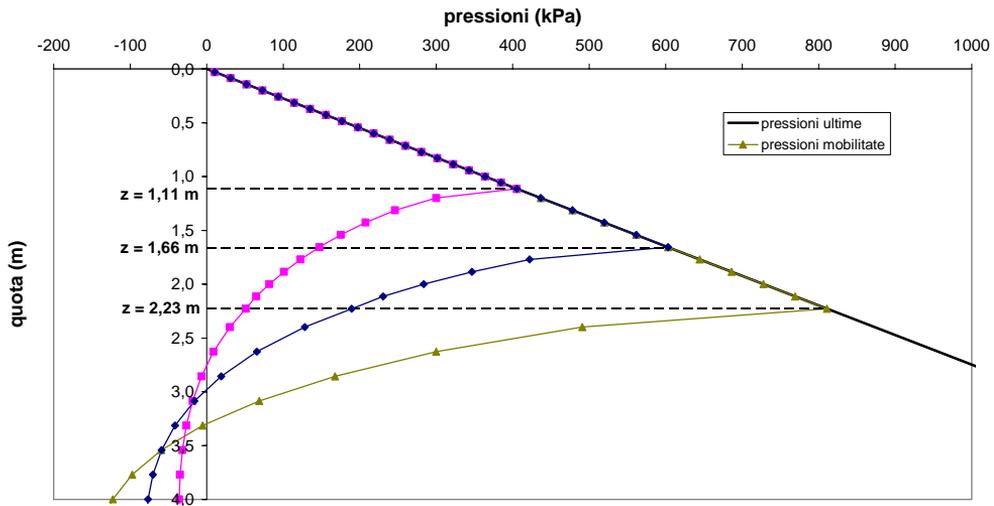


Figura 5.3. Profilo di pressioni limite del terreno e profilo di pressioni mobilitate in corrispondenza di tre livelli crescenti di carico.

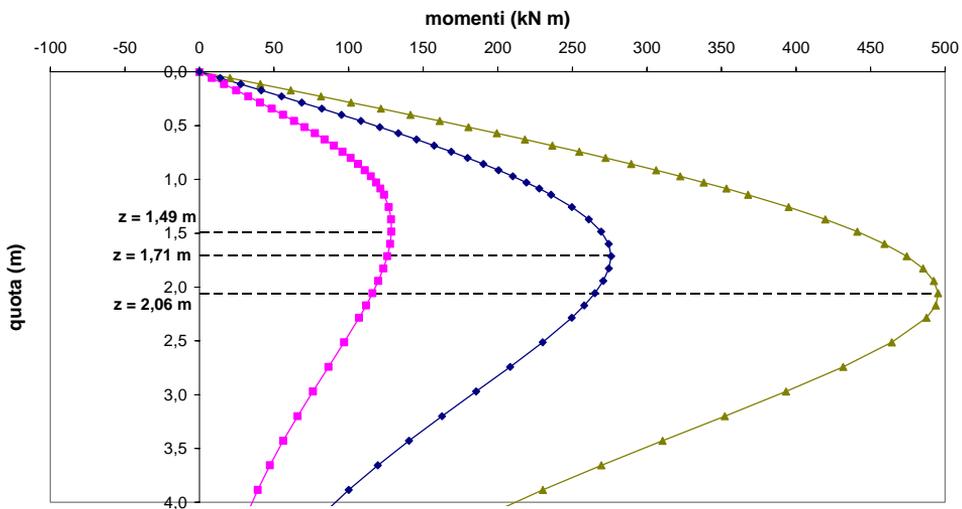


Figura 5.4. Profilo dei momenti flettenti lungo il fusto del palo in corrispondenza di tre livelli crescenti di carico.

Riepilogando, la procedura di analisi a ritroso impiegata per i casi in cui è disponibile la misura dei momenti lungo il fusto del palo, finalizzata alla calibrazione dei parametri meccanici del terreno, è la seguente:

- 1) caratterizzazione delle proprietà di resistenza del terreno, in base alle informazioni disponibili a seguito della realizzazione di indagini in sito e prove in laboratorio;
- 2) verifica della corretta stima dei parametri di resistenza, in base al confronto tra l'andamento della curva carichi – momenti flettenti sperimentale con quella di calcolo; una buona sovrapposizione dei due andamenti è indicativa della correttezza della calibrazione dei parametri;
- 3) calibrazione dei valori del modulo di elasticità del terreno, al fine di ottenere la migliore sovrapposizione possibile tra la curva sperimentale carichi – spostamenti e quella di calcolo.

Come si evince da quanto esposto al punto 3, le analisi sono realizzate mantenendo un *grado di libertà* sulla scelta parametri; non sono state formulate, a priori, ipotesi sul valore da assegnare ad E_s . Tale parametro è stato lasciato libero di variare, al fine di ottenere la migliore sovrapposizione possibile, in relazione alla curva carico – spostamenti, fra i risultati sperimentali e quelli di calcolo. Nel paragrafo 5.2.4 si illustra come sia possibile, in base al complesso dei valori di E_s ottenuti analizzando i singoli casi sperimentali, avanzare delle proposte di correlazione tra i valori da assegnare al modulo di Young e gli altri parametri di ingresso del modello; in particolare l'angolo d'attrito ϕ , per terreni incoerenti, e la coesione non drenata c_u , per terreni coesivi.

Il valore del modulo di Young E_s assegnato al terreno è assunto, per ogni strato, costante con la profondità. Questa ipotesi si riferisce tanto ai terreni coesivi, normalconsolidati o sovraconsolidati, quanto ai terreni incoerenti. Per le sabbie e per le argille normalconsolidate è noto che un andamento più realistico prevedrebbe una scelta di un modulo E_s variabile con la profondità, ad esempio in maniera lineare ($E_s = m z$). Il complesso delle analisi a ritroso realizzate mostra, tuttavia, come la riproducibilità della risposta migliora assumendo E_s costante. Tale circostanza è giustificata dal fatto che l'adozione di un profilo del modulo elastico variabile con la profondità induce l'introduzione di approssimazioni numeriche nella integrazione dell'equazione di Mindlin (POULOS, 1979a); quest'ultima, difatti, è valida solamente nell'ambito di semispazi omogenei. La più corretta caratterizzazione meccanica della rigidezza del terreno con un profilo di E_s variabile con la profondità, si sconta con soluzioni numeriche più approssimate. Dunque, poiché E_s è il *parametro di libertà* del modello, per il quale, a valle delle analisi, verranno proposte delle correlazioni, e poiché rappresenta proprietà di elasticità *equivalenti*, in quanto attribuite ad un mezzo, il terreno, che elastico non è, si è ritenuto ragionevole assumere un modulo di Young costante.

In presenza di terreni stratificati, ciascuno strato è caratterizzato dal proprio valore di E_s . In tal caso, il profilo di E_s con la profondità è definito da un andamento *a gradini*. Le interazioni reciproche tra strati differenti sono modellabili ricorrendo

alla già citata approssimazione dell'equazione di Mindlin proposta da POULOS (1979a; paragrafo 4.1.2).

E' opportuno sottolineare come, in base a quanto ampiamente esposto in relazione al comportamento dei pali flessibili e alla corrispondente identificazione di una *lunghezza critica* del palo, corrispondente a 10 diametri circa, nella quasi totalità dei casi analizzati la risposta del sistema risente in maniera trascurabile delle caratteristiche meccaniche degli strati successivi al primo. La lunghezza critica del palo, solitamente, è interamente compresa all'interno del primo strato e gli effetti di eterogeneità del terreno, per pali caricati da azioni orizzontali, risultano quasi sempre trascurabili. Una delle eccezioni a tale circostanza si rinviene nella prova di carico di PORTUGAL & SÊCO E PINTO (1993; paragrafo 5.2.2.6). Il valore elevato del diametro del palo, e quindi della sua lunghezza critica, e il ridotto spessore del primo strato, fanno sì che ai fini della corretta riproducibilità della risposta sia indispensabile un'adeguata modellazione anche dello strato sottostante.

Un'ulteriore considerazione, che scaturisce dalla procedura di analisi proposta, è relativa a quanto esposto ai punti 1 e 2. In linea di principio, le informazioni desumibili dalle indagini svolte in sito e dalle prove di laboratorio dovrebbero essere sufficienti a caratterizzare il terreno in relazione alle proprietà meccaniche di resistenza (punto 1 della procedura). Ciò renderebbe superfluo il ricorso al punto 2. Nella pratica, la caratterizzazione delle proprietà di resistenza del terreno si rivela essere, spesso, né agevole né tanto meno *univoca*.

Ai fini della determinazione dei valori di resistenza, le informazioni utili provengono dai risultati di prove realizzate in sito e da quelli di prove di laboratorio.

Per i terreni incoerenti, non campionabili, la fonte di informazione è limitata alle prove in sito, le più diffuse delle quali sono le prove penetrometriche statiche (CPT) e le prove penetrometriche dinamiche (SPT). Tali prove forniscono in uscita, rispettivamente, dei valori di resistenza alla penetrazione della punta del penetrometro o il numero di colpi necessari all'avanzamento dello stesso; questi dati, mediante correlazioni empiriche, vengono commutati in proprietà meccaniche del terreno, identificate da un angolo d'attrito ϕ . Il numero di correlazioni empiriche disponibili in letteratura, prodotte da diversi autori o Enti, è cospicuo; tuttavia, non sempre le stime dell'angolo d'attrito desumibili da tali correlazioni (o abachi) forniscono indicazioni concordanti. La non univocità riguarda tanto le proposte di correlazione fornite da autori diversi in riferimento allo stesso tipo di prova, quanto le stime desumibili da prove diverse. I ridotti valori della profondità di interesse per il problema dei pali caricati da azioni orizzontali (in genere pochi metri) costituisce un ulteriore ostacolo: molte correlazioni non sono definite per valori delle tensioni efficaci del terreno bassi.

Per i terreni coesivi, oltre che alle prove in sito, ci si può affidare alle prove di laboratorio. Queste ultime, solitamente prove di compressione triassiale, sono in

genere ritenute più affidabili, poiché i percorsi tensionali indotti sul provino di terreno in laboratorio sono più agevolmente controllabili dall'operatore; ad esse si farà prevalente riferimento in sede di caratterizzazione. Questa possibilità riduce, senza tuttavia annullarli, i margini di incertezza legati alla corretta definizione del parametro di resistenza in terreni a grana fine, la coesione non drenata di c_u .

Una volta determinati i valori dei parametri di resistenza, va stabilito come le pressioni limite varino con la profondità (paragrafo 5.1.2).

Per il complesso delle problematiche esposte, si ritiene utile verificare la correttezza della stima dei parametri di resistenza (punto 1 della procedura) mettendo a confronto la curva carichi – momenti flettenti sperimentale con quella analitica (punto 2 della procedura). In questo modo, si dispone di un elemento di confronto oggettivo tra i risultati reali e quelli numerici. Nel paragrafo 5.2, dedicato alle analisi a ritroso dei casi sperimentali, vengono esposte in maniera dettagliata le modalità mediante le quali si perviene alla scelta dei parametri di resistenza del terreno, in particolare riferimento all'angolo d'attrito ϕ .

L'esperienza maturata nel realizzare analisi a ritroso di prove di carico orizzontale, seguendo la procedura descritta, ha consentito di effettuare, con sufficiente affidabilità, analisi a ritroso anche per i casi di letteratura per i quali non si dispone della misura dei momenti flettenti lungo il fusto del palo.

Un'ultima considerazione va fatta in merito alla misura dei momenti flettenti. Questa si esegue mediante la disposizione, lungo il fusto del palo, di trasduttori di deformazione (*strain gauges*) o di inclinometri. Si tratta, dunque, di una misura indiretta, determinata a partire, rispettivamente, dalle misure di deformazione di barre d'acciaio solidali al palo e disposte in due punti opposti di un diametro del palo, oppure integrando opportunamente il profilo degli spostamenti del fusto del palo restituito dall'inclinometro. Come ogni tipo di misura indiretta, quindi, il profilo dei momenti flettenti determinato sperimentalmente può essere soggetto ad errori o approssimazioni.

5.1.2 PROFILO DI RESISTENZA DEL TERRENO

Il programma di calcolo richiede, fra i parametri d'ingresso, l'andamento con la profondità delle pressioni limite che il terreno può esercitare sui conci del palo, funzione a loro volta dei parametri di resistenza ϕ o c_u in precedenza identificati. Il profilo delle pressioni limite del terreno con la profondità non è predisposto automaticamente; di conseguenza è possibile, caso per caso, variare l'andamento dello stesso onde adattarlo alle caratteristiche specifiche del tipo di terreno nel quale la prova è stata realizzata. Al fine di individuare un procedimento univoco

per la realizzazione delle analisi a ritroso, tuttavia, si è ritenuto opportuno fissare una volta per tutte un profilo di resistenza di riferimento.

Nel paragrafo 2.1.3 sono stati esposti alcuni dei profili noti in letteratura, proposti da vari autori. Le analisi a ritroso eseguite con il programma, secondo la procedura descritta al paragrafo 5.1.1, hanno consentito di individuare quelli più idonei alla riproduzione, con il programma di calcolo, della risposta sperimentale ottenuta dalle prove di carico sul palo singolo, sia in riferimento a terreni incoerenti (sabbie e ghiaia) sia in riferimento a terreni coesivi (argille e limi).

TERRENI INCOERENTI

Le analisi a ritroso sono state realizzate utilizzando alcuni dei profili riportati al paragrafo 2.1.3. In particolare, la risposta ottenuta con il programma di calcolo è stata valutata adottando il profilo proposto da BROMS (1964b), BRINCH – HANSEN (1961), BARTON (1982), nonché il profilo di resistenza proposto da BUDHU & DAVIES (1987):

$$p_u = 4 \cdot K_p \cdot \gamma \cdot z \quad (5.4)$$

Alla luce dei risultati ottenuti, il profilo più adeguato, adottato estensivamente nella realizzazione delle analisi, è risultato quello di BARTON (1982), per il quale:

$$p_u = K_p^2 \cdot \gamma \cdot z \quad (5.5)$$

(K_p : coefficiente di spinta passiva del terreno, valutato alla Rankine; γ : peso dell'unità di volume del terreno; z : quota di riferimento).

Il profilo proposto da BARTON (1982) consente di ottenere risultati analoghi, ad esempio, a quelli conseguibili con il profilo di BRINCH – HANSEN (1961). La complessa formulazione analitica di quest'ultimo, tuttavia, ha motivato il suo accantonamento. Il profilo proposto da BROMS (1964b), invece, risulta eccessivamente cautelativo, in particolare riferimento alla determinazione dei momenti flettenti massimi.

Nel paragrafo 5.2.1, riservato alla esposizione delle analisi a ritroso, tutti i casi sono analizzati assegnando al programma NAPHOL il profilo di resistenza alla BARTON (1982). In alcune circostanze, tuttavia, sono stati riprodotti i risultati analitici ottenuti anche con altri profili di pressione ultima. La finalità di tale *ridondanza* è, da un lato, quella di restituire una traccia del cospicuo numero di analisi condotte, dall'altro, di giustificare oggettivamente la scelta, assunta come definitiva, di privilegiare il profilo alla BARTON (1982).

Un ulteriore profilo di resistenza, utilizzato in alcune analisi, è stato determinato in base alle considerazioni riportate in FLEMING ET AL. (1985): fino a profondità di circa un diametro, il palo si comporta, nei confronti del terreno, come un muro di sostegno, per cui la pressione limite è definita da:

$$p_u = K_p \cdot \gamma \cdot z \quad (5.6)$$

Alla luce di tale considerazione è stato definito un profilo di resistenza così congegnato (D = diametro del palo):

$$p_u = K_p \cdot \gamma \cdot z \quad \text{per } D \leq 1 \quad (5.6)$$

$$p_u = K_p^2 \cdot \gamma \cdot z \quad \text{per } D \geq 2 \quad (5.5)$$

Per valori $1 < D < 2$, il moltiplicatore delle tensioni verticali è interpolato linearmente fra K_p e K_p^2 .

Tale profilo di pressioni limite, d'ora in poi riferito per brevità a FLEMING ET AL. (1985), consente, rispetto a quanto ottenibile con BARTON (1982), una più corretta stima del valore di momento flettente massimo in corrispondenza di ridotti valori di carico.

TERRENI COESIVI

Nel paragrafo 2.1.3 sono riportati alcuni profili di pressione limite noti in letteratura riferiti a terreni coesivi saturi, in condizioni non drenate. Per quanto ampiamente esposto sin qui in relazione alle modalità di risposta di un palo caricato da azioni orizzontali, particolare rilevanza riveste la definizione degli andamenti corrispondenti ai primi diametri di profondità.

Il complesso della analisi a ritroso eseguite su pali sottoposti a prova in terreni coesivi, ha consentito la definizione *ex novo* di due profili di resistenza, riferiti rispettivamente ad *argille consistenti* e ad *argille poco consistenti*. I profili identificati hanno il seguente andamento:

Per argille consistenti:

- variazione lineare del rapporto p_u/c_u da zero, a piano campagna, a 9, ad una quota di $6D$;
- andamento costante del rapporto p_u/c_u , posto pari a 9, per quote superiori a $6D$.

Per argille poco consistenti:

- variazione lineare del rapporto p_u/c_u da 1.7, a piano campagna, a 9, ad una quota di $6D$;
- andamento costante del rapporto p_u/c_u , posto pari a 9, per quote superiori a $6D$.

La distinzione dei terreni coesivi (ovvero argille e limi) in *consistenti* e *poco consistenti* è, come sovente accade in ambito geotecnico, indicativa; non è agevole, infatti, individuare una linea di demarcazione netta tra i due ambiti. Ad ogni modo, nelle analisi, si è fatto riferimento al valore assunto dalla coesione non drenata c_u ad una profondità pari a 5 diametri di palo. Un terreno con coesione non drenata superiore a 50 kPa è stato ritenuto *consistente*; viceversa, per coesioni non drenate inferiori a 50 kPa, il terreno è stato classificato come *poco consistente*.

La suddivisione nelle due categorie citate avrebbe potuto essere riferita altresì al grado di sovraconsolidazione (argille *sovracconsolidate* e *normalconsolidate*) o all'indice di consistenza I_c . Tuttavia, nell'ambito dei casi di letteratura reperiti, non sempre l'indicazione del grado di sovraconsolidazione e/o quella dell'indice di consistenza è presente. La coesione non drenata, invece, oltre che essere, ovviamente, sempre indicata o deducibile, è una grandezza che influisce direttamente sui risultati ottenuti con il programma, essendo richiesta fra i parametri di ingresso.

I profili definiti *ex novo* per i terreni coesivi si inseriscono, sostanzialmente, nel fuso identificato dai profili noti in letteratura, come si evince dalla figura 5.5.

I profili prescelti per le argille paiono penalizzanti per i pali di grande diametro, soprattutto in relazione alla determinazione dei momenti flettenti.

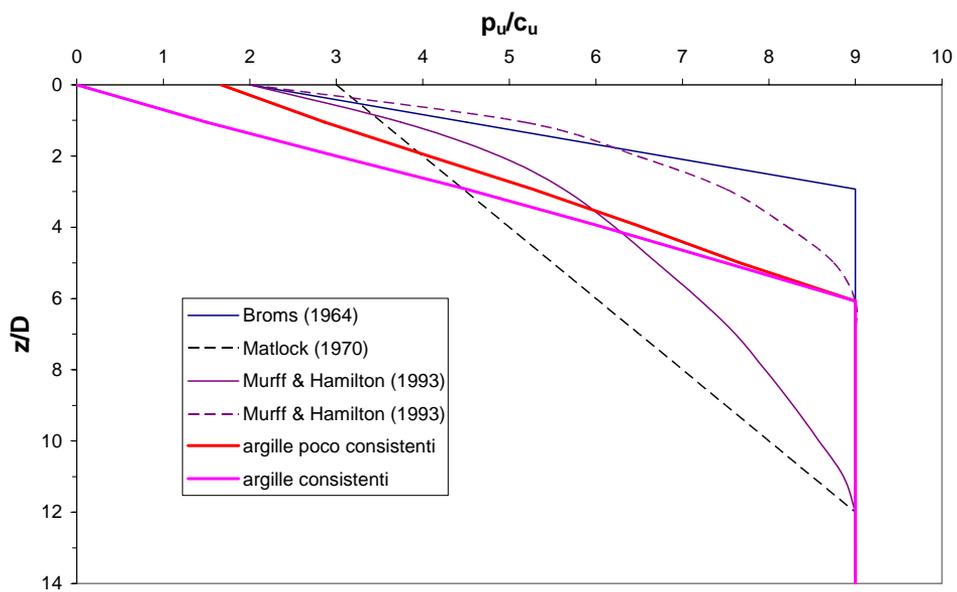


Figura 5.5. Profili di pressione ultima in terreni coesivi.

5.2 ANALISI A RITROSO DI PROVE DI CARICO

5.2.1 CASI SPERIMENTALI: TERRENI INCOERENTI

In questo paragrafo sono riportate le analisi a ritroso relative a prove di carico realizzate su pali singoli in terreni incoerenti: sabbie e ghiaie. In taluni casi, si è in presenza di terreni stratificati, per i quali si riscontra un'alternanza di banchi di terreno incoerente e banchi di terreno coesivo. In tali circostanze, le caratteristiche del primo strato sanciscono l'appartenenza del caso sperimentale all'uno o all'altro ambito. Le caratteristiche del primo strato, difatti, sono quelle che influenzano in maniera più significativa la risposta del palo alle azioni orizzontali.

I sottoparagrafi che vanno dal 5.2.1.1 al 5.2.1.7 si riferiscono a prove condotte su pali in vera grandezza; i sottoparagrafi dal 5.2.1.8 al 5.2.1.10 a prove in centrifuga. I sottoparagrafi 5.2.1.11 e 5.2.1.12 si riferiscono, nuovamente, a pali in vera grandezza; le informazioni sulle caratteristiche dei terreni, dei pali e sulle modalità di realizzazione della prova sono state rinvenute in maniera indiretta. I casi sono infatti descritti, in forma ben documentata, in REESE & VAN IMPE (2001).

5.2.1.1 ALIZADEH & DAVISSON (1970)

Le prove sono state condotte nell'ambito di un ampio progetto legato ai lavori realizzati lungo il fiume Arkansas negli anni '60. I lavori erano rivolti alla realizzazione di 19 chiuse e dighe, il cui fine era rendere navigabile il fiume Arkansas fino al suo ingresso nel Mississippi. Le prove fanno riferimento a 3 diversi siti; uno di questi è stato realizzato come campo prova (*Lock and Dam 4*; in seguito denominato LD4). Sugli altri due siti le prove sono state realizzate durante i lavori di costruzione (LD1 e LD3).

Nelle aree di riferimento i terreni sono costituiti da uno strato superiore di sedimenti alluvionali, composto da sabbie e sabbie limose dello spessore variabile fra 90 e 150 ft (27 ÷ 46 m). Lo strato sottostante è composto da argille dell'era Terziaria.

LOCK AND DAM 4

Terreni (MANSUR & HUNTER, 1970).

Nell'area di realizzazione del campo prova, delle dimensioni in pianta di 150 ft x 160 ft (46 m x 49 m) sono stati effettuati, prima della realizzazione dei pali, diversi carotaggi e prove SPT. I terreni di fondazione consistono di sabbie relativamente dense, con dimensioni dei grani da medie a fini. Alcune lenti di limo e argilla sono presenti a quote variabili fra i 40 ft e i 63 ft. Il numero di colpi delle prove SPT, nei

primi 60 ft, generalmente cresce con la profondità, e varia fra 16 e 67 per ft di avanzamento, con una media di 32. Per procedere alla battitura dei pali, successivamente alla realizzazione delle prove, sono stati asportati 20 ft di terreno (6 m circa). La media del numero di colpi ottenuta con una nuova serie di prove SPT, realizzate in seguito all'escavazione, ha presentato un valore medio di 27 per ft di avanzamento (1 ft = 30 cm circa). Ulteriori prove SPT sono state condotte a seguito della realizzazione dei pali, e non hanno mostrato significative variazioni di resistenza alla penetrazione. Il compendio delle prove realizzate è riportato in figura 5.6. Il peso secco dell'unità di volume del terreno varia fra 90 e 109 lb/ft³ (14,1 ÷ 17,1 kN/m³).

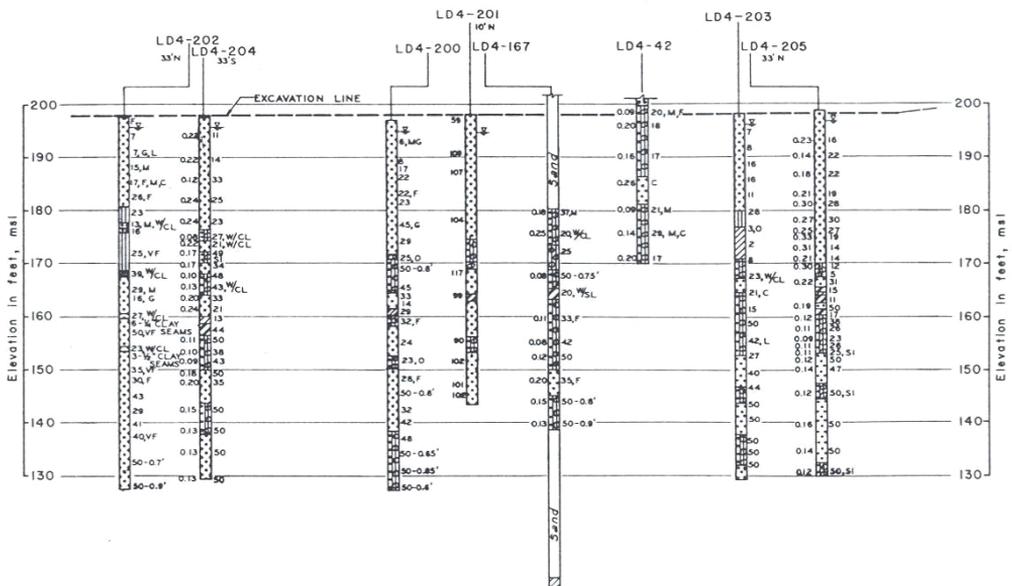


Figura 5.6. Sondaggi e prove SPT eseguite nel sito LD1 (da Mansur & Hunter, 1970).

Le proprietà fisiche degli strati di sabbia profondi, determinate anche in base a prove di laboratorio, sono così riassunte: 1) tipologia di terreno: sabbie e sabbie limose con dimensioni dei grani da media e fine (SM e SP secondo la classificazione USCS); 2) peso dell'unità di volume immerso: 62,8 lb/ft³ (9,86 kN/m³); 3) angolo d'attrito: 31 ÷ 35°, con una media di 32°.

La posizione della falda è localizzata a profondità di 2 ÷ 3 ft al di sotto della quota finale di scavo. Un sistema di pozzi di drenaggio e pompe ha garantito che il livello si mantenesse costante durante il periodo delle prove.

Caratterizzazione.

In figura 5.6 sono riportati i risultati delle prove SPT realizzate sul sito LD4. I risultati si riferiscono prevalentemente alle prove effettuate prima della escavazione di 20 ft necessaria alla realizzazione dei pali. A seguito della escavazione, il nuovo

piano campagna è stato posizionato a quota 178 ft s.l.m. Nella porzione di terreno di interesse, contenuta fra 178 ft s.l.m. e 158 ft s.l.m. (si è assunta una lunghezza efficace media dei pali pari a 20 ft), il numero medio di colpi per ft di avanzamento è pari a 27.

La posizione della falda è posta a quota 176 ft s.l.m., dunque 2,5 ft al di sotto del piano finale di scavo.

Lo stato tensionale, valutato alla quota di 168 ft s.l.m. (a metà della porzione di terreno di interesse), è stato calcolato assumendo $\gamma_d = 100 \text{ lb/ft}^3$ ($15,7 \text{ kN/m}^3$), un valore medio rispetto all'intervallo indicato, e $\gamma' = 62,8 \text{ lb/ft}^3$ ($9,86 \text{ kN/m}^3$), come indicato dagli autori. Ne consegue che σ'_v ($z = 30 \text{ ft}$) = 2702 lb/ft^2 (129 kPa).

E' possibile determinare il valore di $(N_1)_{60}$:

$$(N_1)_{60} = N_{60} \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0,5} = 27 \cdot \left(\frac{100}{129} \right)^{0,5} = 23,8 \quad (5.7)$$

e da questo il valore di densità relativa delle sabbie (KULHAWY & MAYNE, 1990):

$$D_r (\%) = \left[\frac{(N_1)_{60}}{40} \right]^{0,5} = 77 \quad (5.8)$$

Il valore ottenuto di densità relativa è in ottimo accordo con quello desumibile dal diagramma di GIBBS & HOLTZ (1957) ed in buon accordo con quello indicato dal diagramma di VIGGIANI (1999). Si tratta dunque di sabbie dense.

Il corrispondente valore medio dell'angolo d'attrito può essere determinato ricorrendo, ad esempio, ai grafici presentati DE MELLO (1971) e VIGGIANI (1999), sostanzialmente in accordo fra loro, per i quali si evince un valore dell'angolo d'attrito pari a $\phi = 41^\circ \div 42^\circ$. Il valore ottenuto è a sua volta in buon accordo con le correlazioni di SCHMERTMANN (1975) per sabbie alluvionali:

$$\phi = 31,5 + 0,11 D_r = 40^\circ \quad (5.9)$$

E' evidente che questi valori sono significativamente maggiori di quelli indicati da ALIZADEH & DAVISSON (1970) nell'articolo. Per completezza di informazione si fa notare come REESE & VAN IMPE (2001) abbiano anch'essi analizzato uno dei pali sottoposti a prova in questi terreni, determinando angoli d'attrito $\phi = 42 \div 45^\circ$.

Pali (MANSUR & HUNTER, 1970).

Le prove, sia assiali che orizzontali, sono state realizzate su pali di diverse caratteristiche e materiali: 1) pali in acciaio ad H, del tipo 14BP73; 2) pali cavi in

acciaio, del diametro di 12, 16 e 20 in; 3) pali in calcestruzzo precompresso (diametro di 16 e 20 in); 4) pali in legno. Tutti i pali sono pali battuti, ad eccezione dei pali 14 e 16 che sono stati infissi nel terreno con l'ausilio di un preforo realizzato mediante un duplice getto di acqua in pressione, fino ad una quota di 40 ft (12,2 m circa); i pali in questione sono poi stati battuti fino alla quota definitiva di 53 ft (16,1 m circa).

Le proprietà meccaniche dell'acciaio e del calcestruzzo di cui i pali sono costituiti sono stati determinati da prove di laboratorio. Prove di flessione realizzate su pali in calcestruzzo (due) e acciaio (uno) dopo l'installazione hanno sostanzialmente confermato i valori di rigidezza flessionale determinati in laboratorio.

I pali in acciaio, cilindrici e ad H, sono stati strumentati con trasduttori di deformazione al fine di determinare i momenti flettenti indotti su di essi dai carichi esterni. Sono stati utilizzati due tipi di trasduttori: a barre d'acciaio e a resistenza elettrica. I trasduttori sono stati applicati esternamente sui pali cilindrici e generalmente lungo le anime per i pali ad H. Per il palo 13A i trasduttori sono stati attaccati anche alle ali. Per evitare il danneggiamento degli strumenti, sono state saldate ai pali delle protezioni in acciaio, come indicato nella figura 5.7. L'aggiunta delle protezioni ha comportato una modifica delle sezioni dei pali; per i pali cilindrici ha comportato anche un incremento della superficie a contatto con il terreno.

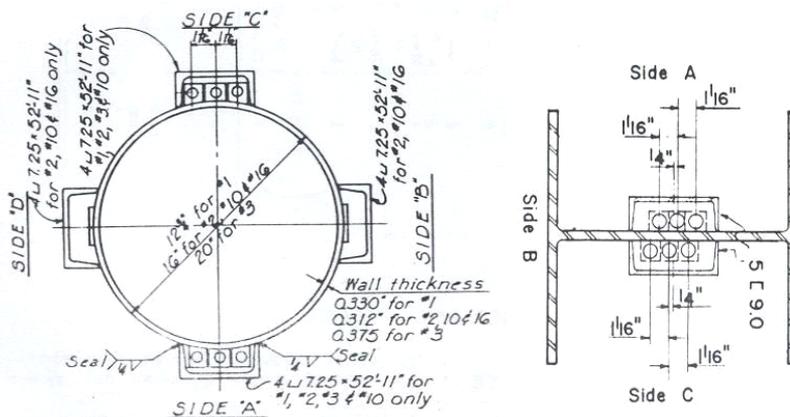


Figura 5.7. Sezioni dei pali e disposizione della strumentazione con relative protezioni (da Mansur & Hunter, 1970).

Il complesso dei pali verticali sottoposti a prova orizzontale statica nel sito LD4 è di 7. Nelle tabelle 5.1 – 5.3 sono riassunte le loro caratteristiche.

N° palo	L _{imm} (ft)	D _{est} (in)	spessore (in)	N° protezioni metalliche	A (in ²)	I (in ⁴)	E x 10 ³ (kips/in ²)	EI x 10 ⁶ (kips in ²)
2	52,8	16	0,312	4	23,86	838	29,0	24,35
10	53,1	16	0,312	4	23,86	838	29,0	24,35
16	52,7	16	0,312	2	19,62	829	29,0	24,05

Tabella 5.1.a. Pali tubolari in acciaio (unità di misura anglosassoni).

N° palo	L _{imm} (m)	D _{est} (mm)	spessore (mm)	N° protezioni metalliche	A (cm ²)	I (cm ⁴)	E (GPa)	EI (kN m ²)
2	16,1	406	7,9	4	154	34880	200	69877
10	16,2	406	7,9	4	154	34880	200	69877
16	16,1	406	7,9	2	127	34506	200	69016

Tabella 5.1.b. Pali tubolari in acciaio (unità di misura del sistema internazionale).

N° palo	L _{imm} (ft)	d (in)	b (in)	N° protezioni metalliche	A (in ²)	I (in ⁴)	E x 10 ³ (kips/in ²)	EI x 10 ⁶ (kips in ²)
13A	42,5	13,61	14,58	2	32,97	856	29,0	24,82

Tabella 5.2.a. Pali ad H in acciaio (unità di misura anglosassoni).
(*b* indica la dimensione dell'ala; *d* la dimensione dell'anima)

N° palo	L _{imm} (m)	d (mm)	b (mm)	N° protezioni metalliche	A (cm ²)	I (cm ⁴)	E (GPa)	EI (kN m ²)
13A	13,0	346	370	2	213	35629	200	71237

Tabella 5.2.b. Pali ad H in acciaio (unità di misura del sistema internazionale).
(*b* indica la dimensione dell'ala; *d* la dimensione dell'anima)

N° palo	L _{imm} (ft)	b (in)	N° protezioni metalliche	A (in ²)	I (in ⁴)	E x 10 ³ (kips/in ²)	EI x 10 ⁶ (kips in ²)
5	51,0	16	0	256	5461	6,3	34,50
14	53,0	16	0	256	5461	6,3	34,50

Tabella 5.3.a. Pali quadrati in calcestruzzo (unità di misura anglosassoni).

N° palo	L _{imm} (m)	b (mm)	N° protezioni metalliche	A (cm ²)	I (cm ⁴)	E (GPa)	EI (kN m ²)
5	15,5	406	0	1652	227304	43	99004
14	16,2	406	0	1652	227304	43	99004

Tabella 5.3.b. Pali quadrati in calcestruzzo (unità di misura del sistema internazionale).

La superficie effettiva a contatto con il terreno, per i pali 2 e 10, è condizionata dalla presenza delle protezioni laterali, saldate ai pali. Dalla figura 5.7 si deduce che le dimensioni delle protezioni metalliche a C applicate al palo sono di 5,0 in x 2,0 in (12,7 cm x 5,1 cm). La porzione di protezione che sporge dal palo è di 1,60 in (4,1 cm). Per i pali 2 e 10 si è quindi utilizzato un diametro equivalente di 488 mm. I valori di momento d'inerzia I_p e della sezione A del palo indicati dagli autori sono comprensivi delle modifiche indotte dalla presenza delle protezioni.

Realizzazione delle prove.

I pali sono stati caricati ortogonalmente al proprio asse con un martinetto idraulico. I carichi sono stati applicati mediante 10 incrementi uguali. Ciascun carico è stato applicato con una variazione di 2 ton/min e mantenuto costante sul palo per un periodo minimo di 1 ora. Gli spostamenti dei pali normali all'asse sono misurati con due trasduttori posizionati al livello del piano campagna. Gli spostamenti massimi ottenuti sono dell'ordine di 0,5 in (1,3 cm circa). In sede di progetto, i carichi di esercizio previsti per i pali orizzontali sono di 15 ton circa (MANSUR & HANSEN, 1970).

Pali 2 e 10. Risultati e analisi.

I pali 2 e 10 hanno caratteristiche meccaniche e geometriche identiche, riportate in tabella 5.1. Come indicato, per la presenza delle protezioni laterali, il diametro equivalente è stato posto pari a 488 mm. L'eccentricità con cui è stato applicato il carico è pari a 0.10 ft (3 cm) per il palo 2, 0.35 ft (11 cm) per il palo 10. Si tratta di valori ridotti e simili; nelle analisi si è utilizzata un'eccentricità di carico media, pari a 7 cm. La falda è posta ad una quota di 3 ft (91 cm). Il valore di angolo d'attrito ϕ assunto è di 41° . Il valore del modulo di elasticità E è posto pari a 32000 kN/m².

Nelle figure 5.8 e 5.9 sono riportate, a confronto, le curve carico – spostamento e carico – momenti massimi dedotte dalla prova sui pali reali e quelle ottenute con l'analisi numerica. La curva numerica riesce a seguire quella sperimentale per i valori più bassi di spostamento, fino al 50% circa del carico massimo raggiunto in prova; successivamente la cedevolezza della risposta ottenuta con l'analisi numerica si dimostra superiore a quella osservata sperimentalmente. L'accordo in termini di momenti è invece buono. In figura 5.10 è altresì riportato l'andamento dei momenti flettenti misurati lungo il fusto del palo in corrispondenza di 4 diversi livelli di carico. Il confronto con i dati numerici evidenzia come il profilo dei momenti sia ben riprodotto; in particolare, la quota cui si attinge il massimo della sollecitazione desunta con l'analisi corrisponde a quella osservata sul palo reale con l'ausilio dei trasduttori.

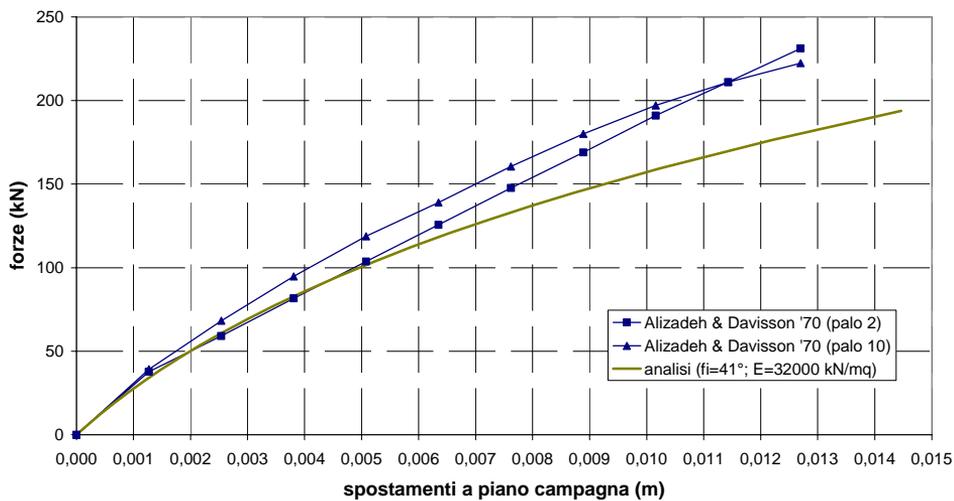


Figura 5.8. Alizadeh & Davisson (1970), pali 2 e 10: curve carichi – spostamenti.

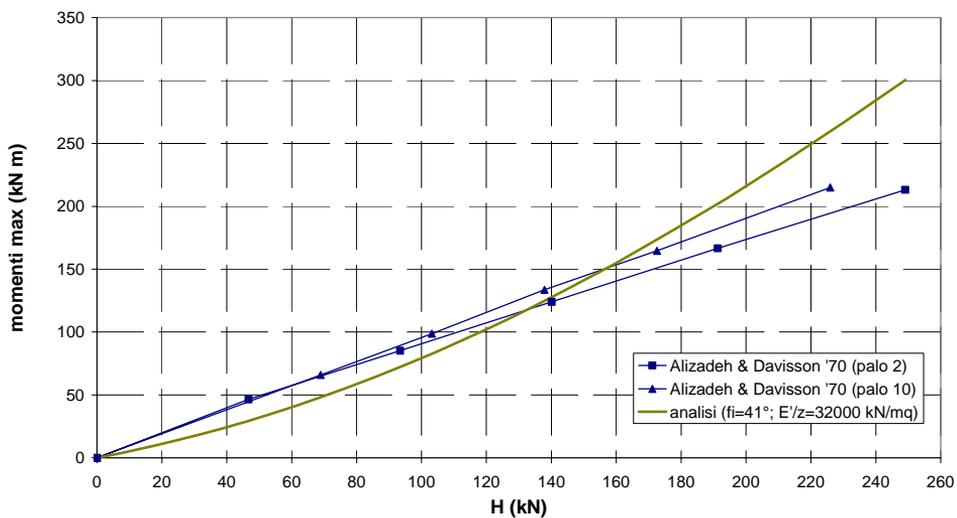


Figura 5.9. Alizadeh & Davisson (1970), pali 2 e 10: curve carichi – momenti massimi.

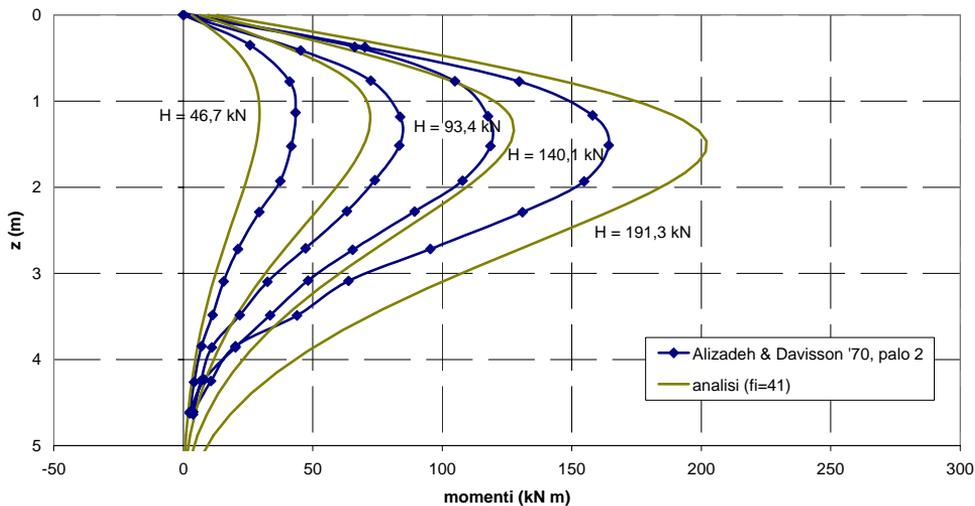


Figura 5.10. Alizadeh & Davisson (1970), palo 2: profilo dei momenti flettenti.

Palo 16. Risultati e analisi.

Il palo in questione è tubolare, in acciaio, e le caratteristiche geometriche e meccaniche sono riportate nella tabella 5.1. Il palo è strumentato con trasduttori di spostamento per la misura dei momenti flettenti. Sono disposte due protezioni, nelle direzioni di azione della forza orizzontale, per impedire il danneggiamento degli strumenti. La falda è posta a 2 ft (0,6 m) di profondità; il carico è applicato a piano campagna. I risultati sperimentali, in termini di curva carichi – spostamenti e carichi – momenti flettenti massimi (figure 5.11 e 5.12) sono confrontati con quelli di due diverse analisi. L'analisi 1 è stata realizzata assumendo per il terreno un profilo di resistenza alla BARTON (1982) e assegnando ad esso un valore di $E = 24500 \text{ kN/m}^2$, l'analisi 2 è stata realizzata assumendo un profilo di resistenza alla BROMS (1964b) e assegnando un valore di $E = 55000 \text{ kN/m}^2$. In entrambi i casi, si è posto $\phi = 41^\circ$. L'accordo in termini di curva carichi – spostamenti è buono per tutte e due le analisi; l'analisi 2, invece, tende a sovrastimare il valore dei momenti flettenti.

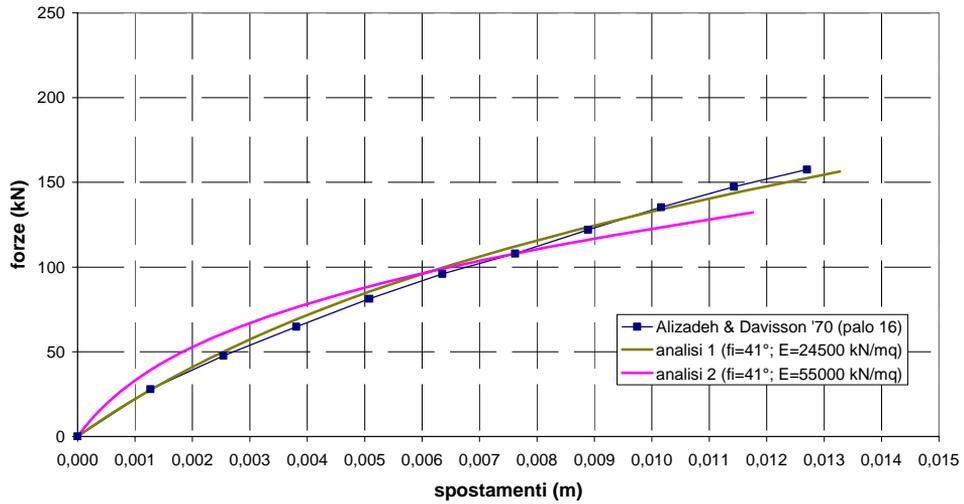


Figura 5.11. Alizadeh & Davisson (1970), palo 16: curve carichi – spostamenti.

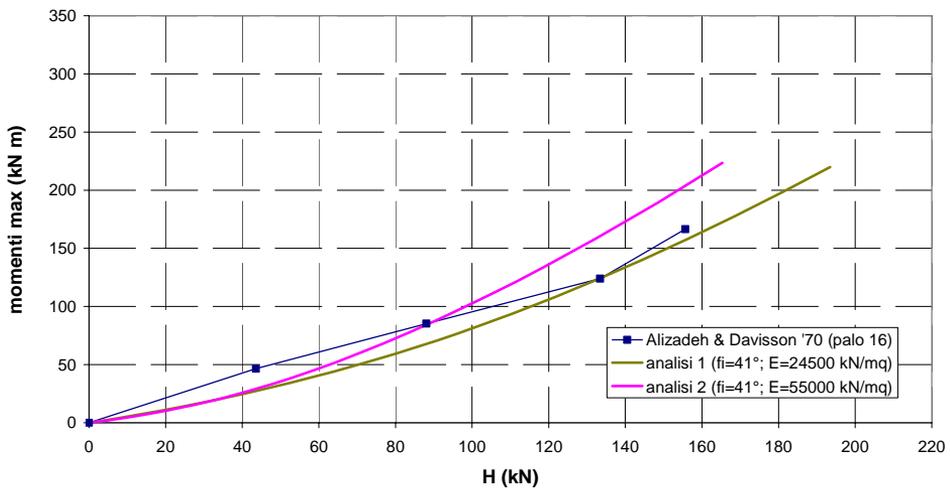


Figura 5.12. Alizadeh & Davisson (1970), palo 16: curve carichi – momenti massimi.

Carico limite.

Il valore di carico limite H_{lim} , estrapolato mediante interpolazione iperbolica alla KULHAWY & CHEN (1995) a partire dai dati sperimentali, è pari a 386 kN.

Il momento di snervamento della fibra più sollecitata della sezione M_y , valutato tenendo conto delle protezioni metalliche aggiuntive disposte sul fusto del palo, è di 537 kN m (la tensione di snervamento dell'acciaio del palo è di 316 MPa, il momento d'inerzia $I = 3,45 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$). A partire da questo dato, con la caratterizzazione del terreno indicata in relazione all'analisi 1, si ottiene un valore di carico cui corrisponde lo snervamento della fibra estrema della sezione H_y pari a 344 kN, giustamente minore del carico limite H_{ult} desunto mediante KULHAWY & CHEN (1995), cui corrisponde la plasticizzazione dell'intera sezione del palo.

Palo 13A. Risultati e analisi.

Il palo 13A è in acciaio, ad H, e le sue caratteristiche geometriche e meccaniche sono riportate in tabella 5.2. Sono predisposti dei trasduttori di deformazione per la misura dei momenti flettenti. Il palo è stato caricato in direzione ortogonale al proprio asse di simmetria, con un'eccentricità di 0,5 ft (15 cm circa). La falda è a 2 ft (0,6 m) di profondità.

Nelle figure 5.13 e 5.14 sono riportate le curve carico – spostamenti e carico – momenti flettenti massimi ottenute sperimentalmente, poste a confronto con le curve ottenute mediante le analisi numeriche. Sono state realizzate due analisi, entrambe con un angolo di attrito del terreno $\phi = 41^\circ$. L'analisi 1 è stata realizzata assumendo un profilo di reazione del terreno alla BARTON (1982) ed assegnando un modulo $E = 24000 \text{ kN/m}^2$. L'analisi 2 è stata realizzata assumendo un profilo di reazione del terreno alla BROMS (1964b) ed assegnando un modulo $E = 55000 \text{ kN/m}^2$. L'opportuna scelta del valore di E consente di ottenere con entrambe le analisi una buona sovrapposizione tra i dati sperimentali e quelli numerici in relazione alla curva carichi – spostamenti. La curva carichi – momenti massimi, invece, evidenzia come l'analisi alla BROMS (1964b) induca una significativa sovrastima delle sollecitazioni, risultando eccessivamente cautelativa.

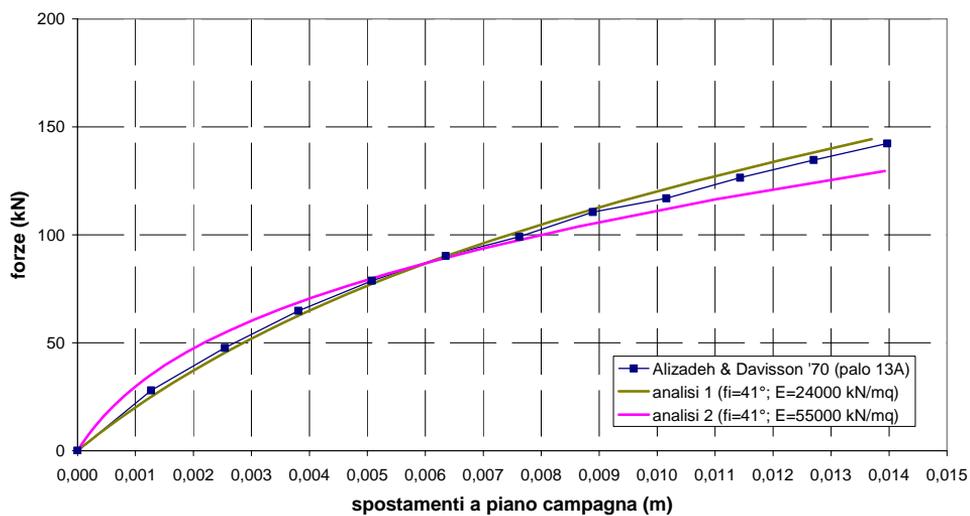


Figura 5.13. Alizadeh & Davisson (1970), palo 13A: curve carichi – spostamenti.

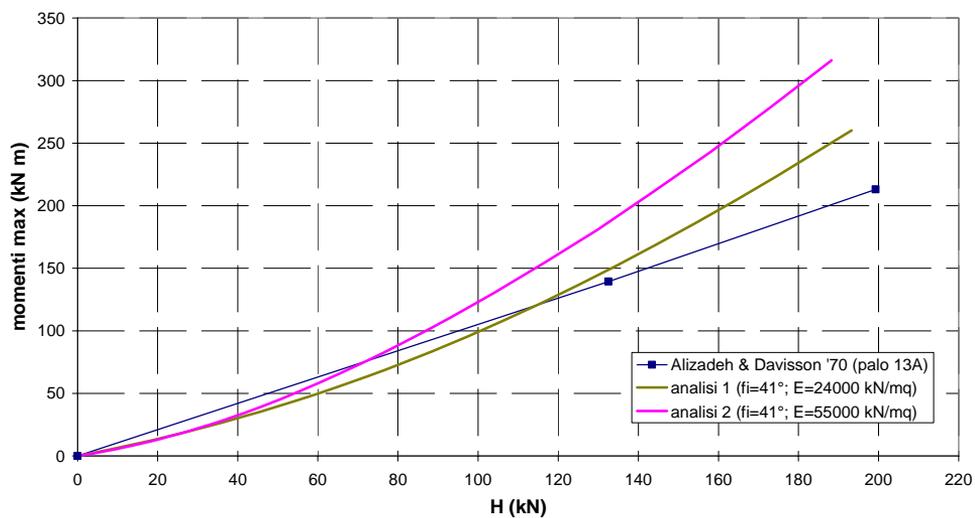


Figura 5.14. Alizadeh & Davisson (1970), palo 13A: curve carichi – momenti massimi.

Pali 5 e 14. Risultati e analisi.

I pali in questione sono quadrati, in calcestruzzo precompresso. Le caratteristiche geometriche e meccaniche sono indicate in tabella 5.3. Il palo 5 è stato battuto, integralmente, nel terreno; il palo 14 infisso mediante l'ausilio di un preforo fino ad una quota di 38 ft (11,6 m), quindi battuto fino alla quota finale di 55 ft (16,8 m). Le curve carico – spostamenti ottenute sperimentalmente per i due pali, riportate in figura 5.15, differiscono tra loro in forma contenuta, denotando una scarsa influenza della tecnologia di realizzazione sulla risposta offerta da tali pali ai carichi orizzontali.

In figura 5.15 è altresì riportata la curva carico – spostamenti ottenuta con il programma di calcolo, in cui si è assegnato al terreno un angolo d'attrito $\phi = 41^\circ$ ed un modulo di elasticità $E = 24000 \text{ kN/m}^2$. L'eccentricità è posta pari a 10 cm, la falda a 2 ft (0,6 m). La curva riproduce il comportamento osservato sui pali reali.

I pali non sono stati strumentati per la misura dei momenti flettenti.

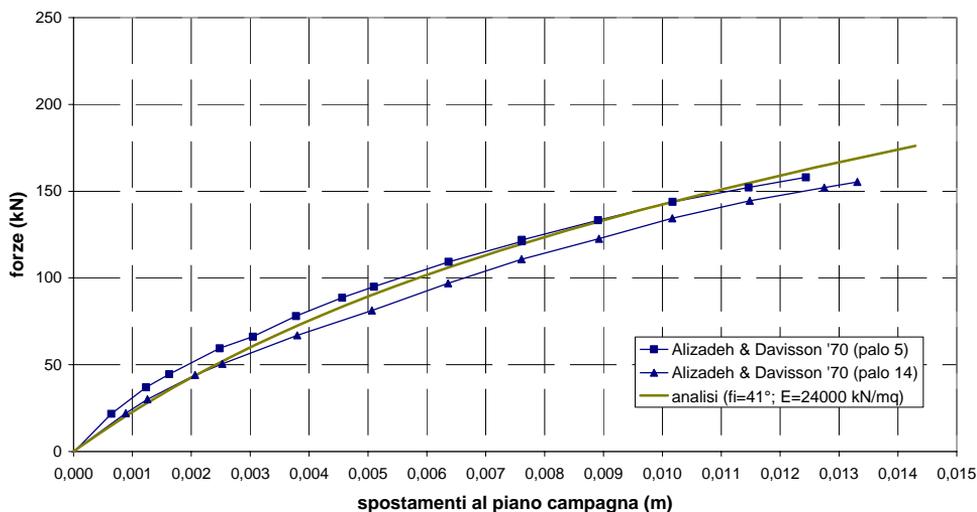


Figura 5.15. Alizadeh & Davisson (1970), pali 5 e 14: curve carichi – spostamenti.

LOCK AND DAM 1

Terreni.

Nelle adiacenze dell'area di interesse sono state realizzate due prove SPT. Le prove sono state condotte a partire da una quota di 140 ft s.l.m. Successivamente è stata asportata una porzione di 55 ft di terreno (16,8 m) e al nuovo livello del piano campagna, posto ad 85 ft s.l.m. sono stati realizzati i pali della LD1.

I terreni sottostanti il nuovo livello del piano campagna sono costituiti da 60 ft (18,3 m) di sabbie, sovrastanti uno strato di argille del Terziario. Le sabbie sono pulite, con una granulometria da fine a media; diventano più grossolane con la profondità, e attraverso la formazione sabbiosa sono state rinvenute limitate aliquote di ghiaia. Sono altresì presenti alcune lenti di sabbie limose. I terreni sono identificati come SM e SP secondo la classificazione USCS.

Caratterizzazione del terreno.

In figura 5.16 sono riportati i risultati delle due prove SPT realizzate nelle adiacenze del sito LD1. I risultati si riferiscono a prove effettuate prima della escavazione di 55 ft necessaria alla realizzazione dei pali. Nella porzione di terreno di interesse ai fini di una prova sotto carichi orizzontali, contenuta fra 85 ft s.l.m. (25,9 m) e 65 ft s.l.m. (19,8 m; si è assunta una lunghezza efficace media dei pali pari a 20 ft), il numero medio di colpi per ft di avanzamento è pari a 44.

La posizione della falda al momento della realizzazione delle prove SPT e le proprietà dei terreni in termini di pesi dell'unità di volume non sono indicate. Si assumono valide le grandezze riportate per LD4, e quindi: falda a $2 \div 3$ ft dal nuovo piano campagna, $\gamma' = 62,8 \text{ lb/ft}^3$ ($9,86 \text{ kN/m}^3$), $\gamma_d = 100 \text{ lb/ft}^3$ ($15,7 \text{ kN/m}^3$). Queste assunzioni non paiono azzardate poiché la sede del sito LD4, dove è stato realizzato il campo prova, è stata prescelta affinché i terreni presentassero caratteristiche analoghe a quelle riscontrabili in esercizio, in corrispondenza dei pali posti nei siti LD1 ed LD3 (MANSUR & HUNTER, 1970). Prelievi di campioni di sabbia alle profondità di $1 \div 3$ ft, dopo la realizzazione delle prove sui pali, hanno fornito un valore del peso secco dell'unità di volume variabile fra 96 e 112 lb/ft^3 ($15,1 \div 17,6 \text{ kN/m}^3$) e valori di densità relativa variabili fra il 20% ed il 100%.

Lo stato tensionale, valutato alla quota di 75 ft s.l.m. (22,9 m; a metà della porzione di terreno di interesse per la risposta dei pali alle azioni orizzontali) è pari a σ'_v ($z = 65 \text{ ft}$) = 6202 lb/ft^2 (297 kPa).

È possibile determinare il valore di $(N_1)_{60}$:

$$(N_1)_{60} = N_{60} \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0,5} = 44 \cdot \left(\frac{100}{297} \right)^{0,5} = 25,5 \quad (5.10)$$

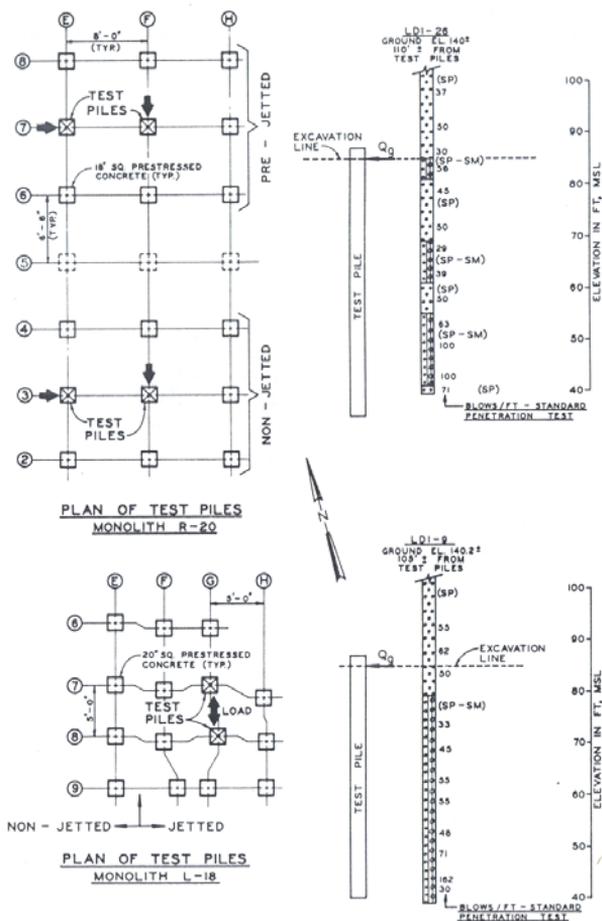


Figura 5.16. Lock and Dam 1: pianta del sito e prove SPT (da Alizadeh & Davisson, 1970).

e da questo il valore di densità relativa delle sabbie (KULHAWY & MAYNE, 1990):

$$D_r(\%) = \left[\frac{(N_1)_{60}}{40} \right]^{0,5} = 80 \quad (5.11)$$

Il valore ottenuto di densità relativa è in discreto accordo con quello desumibile dal diagramma di GIBBS & HOLTZ (1957) ($D_r(\%) \sim 73$). Nel caso LD4 si era stimato un valore molto simile ($D_r(\%) = 77$). Si tratta di sabbie dense.

Il corrispondente valore medio dell'angolo d'attrito può essere determinato ricorrendo ai grafici presentati DE MELLO (1971) e VIGGIANI (1999), sostanzialmente in accordo fra loro, per i quali si evince un valore dell'angolo d'attrito pari a $\phi = 41^\circ \div 42^\circ$, nuovamente in analogia con le determinazioni del sito

LD4. Il valore ottenuto è a sua volta in buon accordo con le correlazioni di SCHMERTMANN (1975) per sabbie alluvionali:

$$\phi = 31,5 + 0,11 D_r = 40,3^\circ \quad (5.12)$$

Pali.

Le prove di carico orizzontale sono state realizzate, durante i lavori di costruzione, su 6 pali quadrati in calcestruzzo precompresso. 4 pali appartengono alla piastra R20 e sono di lato pari a 18 in (457 mm circa); 2 pali appartengono alla piastra L18 e sono di lato pari a 20 in (508 mm). Le caratteristiche dei pali sono indicate nella tabella 5.4.

N° palo	L_{imm} (ft)	b (in)	A (in ²)	I (in ⁴)	$E \times 10^3$ (kips/in ²)	$EI \times 10^6$ (kips in ²)
E3, E7, F3, F7	51	18	324	8748	5,0	43,74
G7, G8	45	20	400	13333	5,0	66,67

Tabella 5.4.a. Pali quadrati in calcestruzzo (unità di misura anglosassoni).

N° palo	L_{imm} (m)	b (mm)	A (cm ²)	I (cm ⁴)	E (GPa)	EI (kN m ²)
E3, E7, F3, F7	15,5	457	2090	364119	34,5	123550
G7, G8	13,7	508	2581	554961	34,5	188305

Tabella 5.4.b. Pali quadrati in calcestruzzo (unità di misura del sistema internazionale).

I pali E7, F7, G7 e G8 sono stati infissi nel terreno con l'ausilio di un preforo realizzato con tubi getto ad alta pressione, fino a quote variabili fra i 25 ft (7,6 m) ed i 38 ft (11,6 m). Sono poi stati battuti fino al raggiungimento della definitiva profondità d'infissione. I pali E3 ed F3 sono stati battuti direttamente nel terreno. I pali non sono stati strumentati per la misura dei momenti lungo il fusto.

Realizzazione delle prove.

I pali sono stati caricati interponendo un martinetto fra coppie di pali adiacenti (figura 5.16). Le modalità di applicazione del carico sono analoghe a quelle del campo prova LD4. Gli spostamenti dei pali sono misurati con trasduttori posizionati al livello del piano campagna.

E' esplicitamente riportato il livello della falda al momento della realizzazione della prova: a 20 ft di profondità (6,10 m) per i pali della piastra R20, 6 ft di profondità (1,83 m) per i pali della piastra L18.

L'eccentricità di applicazione del carico non è indicata. Si intuisce dal testo e dalle figure riportate da ALIZADEH & DAVISSON (1970) che sia nulla. D'altronde, si consideri che per i test realizzati nel campo prova LD4, il cui fine era quello di

fornire dei termini di paragone, i valori di eccentricità sono molto ridotti, e variano fra 0 e 15 cm.

Pali E3, E7, F3 ed F7. Risultati e analisi.

In figura 5.17 sono riportate le curve carico – spostamenti ottenute sui 4 pali. I pali hanno caratteristiche meccaniche e geometriche uguali (tabella 5.4). Due di questi, tuttavia (pali E7 ed F7), sono stati infissi nel terreno previa realizzazione di un preforo, fino ad una quota di 25 ft (7,62 m); quindi battuti fino al raggiungimento della quota definitiva di 51 ft (15,5 m). Gli altri due (pali E3 ed F3), invece, sono stati battuti nel terreno senza preforo. Alla luce dei risultati sperimentali ottenuti, si può concludere che il comportamento dei pali non abbia risentito in maniera significativa della tecnologia di realizzazione. Il comportamento dei pali E3 ed E7 in particolare, pur se infissi nel terreno con tecniche diverse, è esattamente identico. Risposte molto simili presentano anche i pali F3 ed F7. Il palo F7, infisso mediante l'aiuto di un preforo, presenta una risposta migliore del palo E3, battuto direttamente nel terreno.

In figura 5.17 è riportata altresì la curva carico – spostamenti ottenuta con il programma di calcolo, ottenuta assegnando al terreno un angolo d'attrito ϕ di 41° ed un modulo di elasticità $E = 41000 \text{ kN/m}^2$. Le proprietà del palo sono quelle indicate nella tabella 5.4. La curva numerica sottostima leggermente la rigidezza sperimentale osservata del complesso palo – terreno.

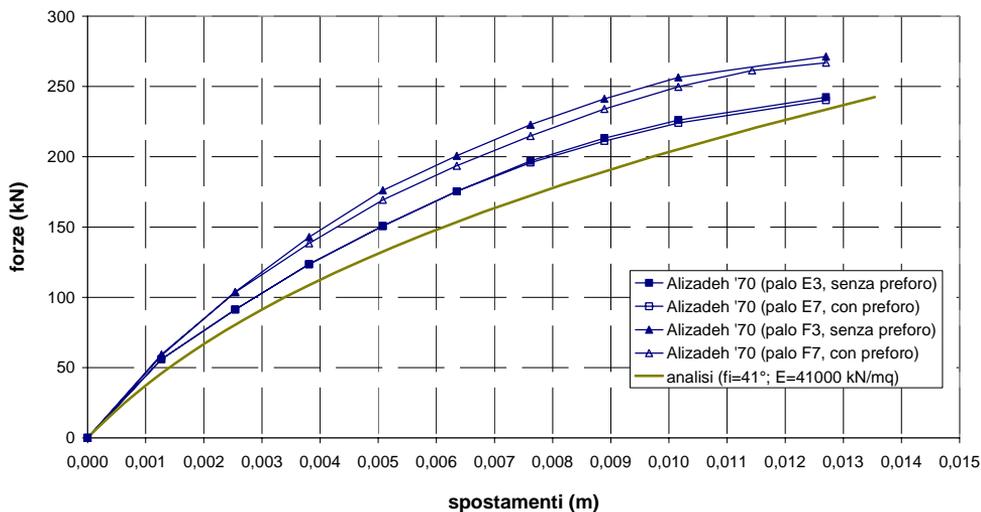


Figura 5.17. Alizadeh & Davisson (1970), pali E3, E7, F3 ed F7: curve carichi – spostamenti.

Pali G7 e G8. Risultati e analisi.

In figura 5.18 sono riportate le curve carico – spostamenti ottenute realizzando le prove sui pali G7 e G8; entrambi sono stati infissi nel terreno previa realizzazione di un preforo, fino a profondità di 32 ft (9,75 m) e 38 ft (11,58 m), rispettivamente, e quindi battuti fino alla quota definitiva (45 ft). I dati sperimentali sono posti a confronto con quelli ottenuti con il programma di calcolo. Per realizzare le analisi si è attribuito al terreno un angolo d'attrito ϕ pari a 41° ed un modulo di Young $E = 38000 \text{ kN/m}^2$. Le proprietà del palo sono quelle indicate nella tabella 5.4. I due pali reali, seppure identici, offrono risposte leggermente differenti ai carichi esterni agenti. L'analisi numerica, realizzata con i parametri indicati, riproduce con ottima approssimazione il comportamento del palo G7.

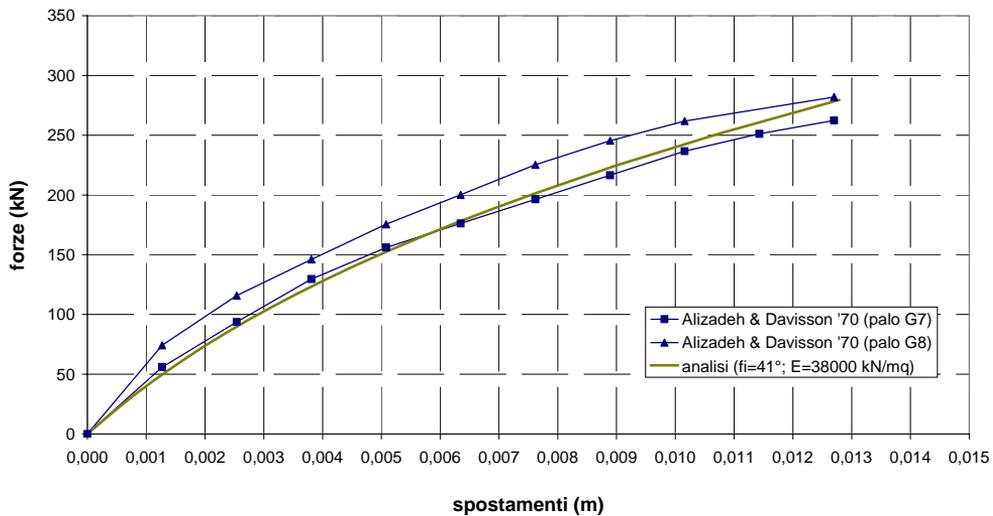


Figura 5.18. Alizadeh & Davisson (1970), pali G7 e G8: curve carichi – spostamenti.

LOCK AND DAM 3

Terreni.

ALIZADEH & DAVISSON (1970) riportano i risultati di quattro sondaggi SPT realizzati nelle adiacenze dell'area di interesse, due presso la piastra L7 e due presso la piastra R8. Le prove sono state realizzate a partire da quote variabili fra i 146 ft s.l.m. e i 161 ft s.l.m. Successivamente è stata asportata una porzione di 15 ft di terreno (4,6 m), e al nuovo livello del piano campagna, posto rispettivamente a 146 ft s.l.m. per la piastra L7 e a 143 ft s.l.m. per la piastra R8, sono stati realizzati i pali della LD3.

I terreni sottostanti il nuovo livello del piano campagna sono costituiti da 70 ft (21,3 m) di sabbie alluvionali, sovrastanti terreni argillosi del periodo Terziario. Le sabbie sono pulite, con una granulometria da fine a media; sono stati rinvenuti frequenti lenti di argilla, limo e limo sabbioso. I terreni sono identificati principalmente come SM e SP secondo la classificazione USCS. Prove di taglio drenate hanno restituito valori dell'angolo d'attrito pari a $26 \div 44^\circ$, con una media di 36° .

Caratterizzazione del terreno.

In figura 5.19 sono riportati i risultati delle quattro prove SPT realizzate nelle adiacenze del sito LD3. Tre di questi si riferiscono a prove effettuate prima della escavazione di 15 ft necessaria alla realizzazione dei pali. Una rimanente prova (denominata G-8-1) è stata realizzata successivamente alla escavazione. Nella porzione di terreno di interesse, contenuta fra 145 ft s.l.m. (44,2 m) e 125 ft s.l.m. (38,1 m; si è assunta una lunghezza efficace media dei pali pari a 20 ft), il numero medio di colpi per ft di avanzamento, in riferimento alle 3 prove SPT precedenti l'escavazione, è pari, rispettivamente, a 29, 28 e 50. Affinché si tenga in conto delle frequenti lenti di argilla e limo, il valore di numero di colpi SPT più elevato si trascurava. Il numero di colpi medio si assume pari a 29.

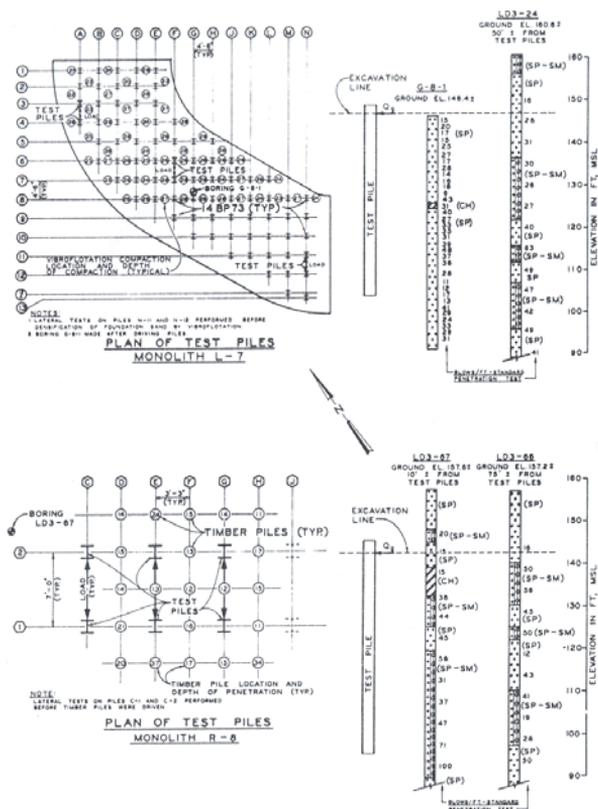


Figura 5.19. Lock and Dam 3: pianta del sito e prove SPT (da Alizadeh & Davisson, 1970).

La posizione della falda al momento della realizzazione delle prove SPT e le proprietà dei terreni in termini di pesi dell'unità di volume non sono indicate. Si assumono valide le grandezze riportate per LD4, e quindi: falda a $2 \div 3$ ft dal nuovo piano campagna, $\gamma' = 62,8 \text{ lb/ft}^3$ ($9,86 \text{ kN/m}^3$), $\gamma_d = 100 \text{ lb/ft}^3$ ($15,7 \text{ kN/m}^3$). Queste assunzioni paiono verosimili poiché la sede del sito LD4, dove è stato realizzato il campo prova, è stata prescelta affinché i terreni presentassero delle caratteristiche analoghe a quelle riscontrabili in esercizio, alla realizzazione dei pali posti nei siti LD1 ed LD3 (MANSUR & HUNTER, 1970).

Lo stato tensionale, valutato alla quota di 135 ft s.l.m. (41,1 m; a metà della porzione di terreno di interesse per la risposta dei pali alle azioni orizzontali) è pari a σ'_v ($z = 25 \text{ ft}$) = 2202 lb/ft^2 (105 kPa).

E' possibile determinare il valore di $(N_1)_{60}$:

$$(N_1)_{60} = N_{60} \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0,5} = 29 \cdot \left(\frac{100}{105} \right)^{0,5} = 28,3 \quad (5.13)$$

e da questo il valore di densità relativa delle sabbie (KULHAWY & MAYNE, 1990):

$$D_r (\%) = \left[\frac{(N_1)_{60}}{40} \right]^{0,5} = 84 \quad (5.14)$$

Il valore ottenuto di densità relativa è in pieno accordo con quello desumibile dal diagramma di GIBBS & HOLTZ (1957) ($D_r (\%) \sim 85$). Si tratta di sabbie molto dense.

Il corrispondente valore medio dell'angolo d'attrito ϕ può essere determinato ricorrendo ai grafici presentati da DE MELLO (1971) e da VIGGIANI (1999), sostanzialmente in accordo fra loro, per i quali si evince un valore di $\phi \sim 45^\circ$. Il valore ottenuto è maggiore di quello deducibile con le correlazioni di SCHMERTMANN (1975) per sabbie alluvionali:

$$\phi = 31,5 + 0,11 D_r \approx 41^\circ \quad (5.15)$$

Se si fa riferimento alla prova SPT eseguita dopo l'escavazione, il valore medio di colpi SPT alle già citate quote di interesse è pari a 19. Lo stato tensionale, dopo l'escavazione, è pari a: σ'_v ($z = 10 \text{ ft}$) = 702 lb/ft^2 (34 kPa). Il valore di $(N_1)_{60}$ è:

$$(N_1)_{60} = N_{60} \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0,5} = 19 \cdot \left(\frac{100}{34} \right)^{0,5} = 32,8 \quad (5.16)$$

e da questo il valore di densità relativa delle sabbie (KULHAWY & MAYNE, 1990):

$$D_r (\%) = \left[\frac{(N_1)_{60}}{40} \right]^{0,5} = 90 \quad (5.17)$$

Si tratta di un valore maggiore di quello determinato in precedenza. Nella precedente circostanza, tuttavia, si erano trascurati i dati della prova SPT con il numero di colpi maggiore, al fine di tenere in conto la diffusa presenza di lenti argillose.

Pali.

I pali sui quali sono state realizzate le prove sono pali ad H in acciaio, battuti fino a profondità di 43 ft (13,1 m), per la piastra L7, e fino 48 ft (14,6 m) per la piastra R8. Sono state realizzate 6 prove in corrispondenza di ciascuna delle due piastre; 4 su pali per i quali il terreno circostante è stato addensato mediante l'infissione di pali in legno (piastra R8) oppure mediante vibro-compattazione (piastra L7). Gli altri due pali di ciascuna piastra sono stati sottoposti a prova senza interventi sul circostante terreno di fondazione. I risultati ottenuti su tali 2 pali, per la piastra L7, non sono riportati. Le caratteristiche dei pali ad H sono riportate nella tabella 5.5 (*b* indica la dimensione dell'ala; *d* la dimensione dell'anima della sezione ad H).

I pali non sono stati strumentati per la misura dei momenti.

piastra	L_{imm} (ft)	<i>d</i> (in)	<i>b</i> (in)	<i>A</i> (in ²)	<i>I</i> (in ⁴)	$E \times 10^3$ (kips/in ²)	$EI \times 10^6$ (kips in ²)
L7	43	13,61	14,58	21,5	733	29,0	21,26
R8	48	13,61	14,58	21,5	733	29,0	21,26

Tabella 5.5.a. Pali ad H in acciaio (unità di misura anglosassoni).

piastra	L_{imm} (m)	<i>d</i> (mm)	<i>b</i> (mm)	<i>A</i> (cm ²)	<i>I</i> (cm ⁴)	<i>E</i> (GPa)	<i>EI</i> (kN m ²)
L7	13,1	346	370	139	30510	200	61001
R8	14,6	346	370	139	30510	200	61001

Tabella 5.5.b. Pali ad H in acciaio (unità di misura del sistema internazionale).

Realizzazione delle prove.

I pali sono stati caricati interponendo un martinetto fra coppie di pali adiacenti (figura 5.19). Le modalità di applicazione del carico sono analoghe a quelle del campo prova LD4.

E' esplicitamente riportato il livello della falda al momento della realizzazione delle prove: a 13 ft di profondità (3,96 m) per 4 pali della piastra L7 (A3, A4, F6, F7), 10 ft di profondità (3,05 m) per i pali della piastra R8 e i rimanenti 2 pali della piastra L7.

L'eccentricità di applicazione del carico non è indicata. Si intuisce dal testo e dalle figure riportate dagli autori che sia nulla. D'altronde, si consideri che nei test realizzati nel campo prova LD4 i valori di eccentricità sono molto ridotti, e variano fra 0 e 15 cm.

Pali E1, E2, G1, G2. Risultati e analisi.

I pali in questione appartengono alla piastra R8. Il terreno interposto tra i pali è stato addensato mediante l'infissione di pali in legno. Le caratteristiche geometriche e meccaniche dei pali sottoposti alla prova sono indicate in tabella 5.5. Al terreno è stato attribuito un angolo d'attrito $\phi = 45^\circ$ e un modulo di elasticità $E = 48000 \text{ kN/m}^2$.

Le curve carico – spostamenti sperimentali (figura 5.20) evidenziano un primo, rilevante, aspetto. La risposta ottenuta per i 4 pali, difatti, è marcatamente differente, sebbene i pali, il terreno e le modalità di prova siano le stesse. ALIZADEH & DAVISSON (1970) giustificano, in parte, tale differenza con la disuguale lunghezza dei pali in legno utilizzati per addensare il terreno. Nella figura 5.20 è riportata, assieme alle curve sperimentali, la curva numerica ottenuta con il programma di calcolo. Questa riproduce in maniera fedele la risposta del palo G2.

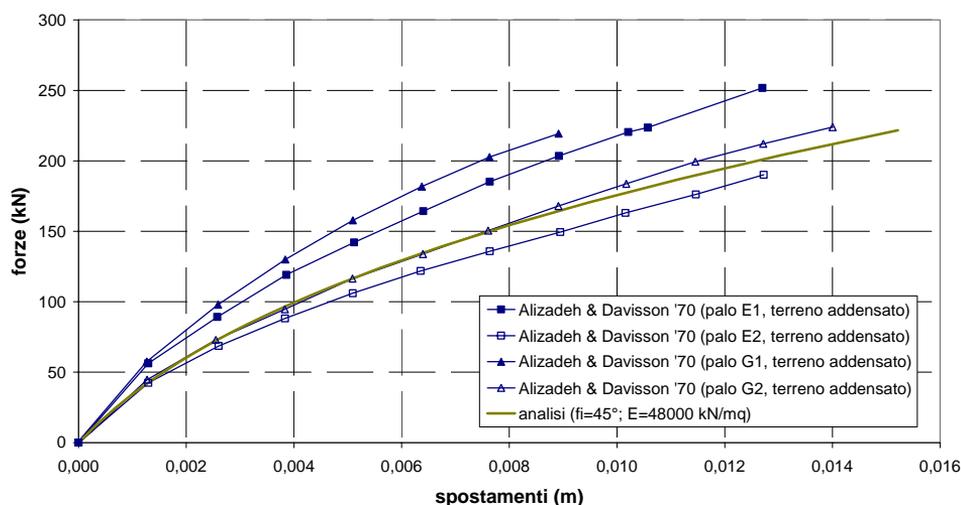


Figura 5.20. Alizadeh & Davisson (1970), pali E1, E2, G1 e G2: curve carichi – spostamenti.

Pali C1 e C2. Risultati e analisi.

I pali in questione appartengono alla piastra R8. Hanno caratteristiche in tutto uguali ai già descritti pali E1, E2, G1, G2, appartenenti alla stessa piastra. Sono stati tuttavia sottoposti a prova senza che si addensasse il terreno ad essi circostante. La curva carico – spostamenti ottenuta è, prevedibilmente, più cedevole. La cedevolezza di tali pali, tuttavia, appare agli autori eccessiva. Se si raffrontano i risultati ottenuti sui pali C1 e C2 con quelli ottenuti su analoghi pali ad H negli altri due siti della sperimentazione (LD1 e LD4), in cui le caratteristiche del terreno sono simili e per i quali non si è proceduto ad operazioni di addensamento, ALIZADEH & DAVISSON (1970) osservano una *inspiegabile* differenza di rigidità sotto i carichi orizzontali, dell'ordine del 50% circa.

La curva carichi – spostamenti dei pali C1 e C2 è riportata in figura 5.21, assieme alla elaborazione numerica ottenuta ponendo $\phi = 45^\circ$ ed $E = 12000 \text{ kN/m}^2$. Ancora una volta, si osserva come la risposta sperimentale dei due pali, malgrado siano uguali tra loro, è differente.

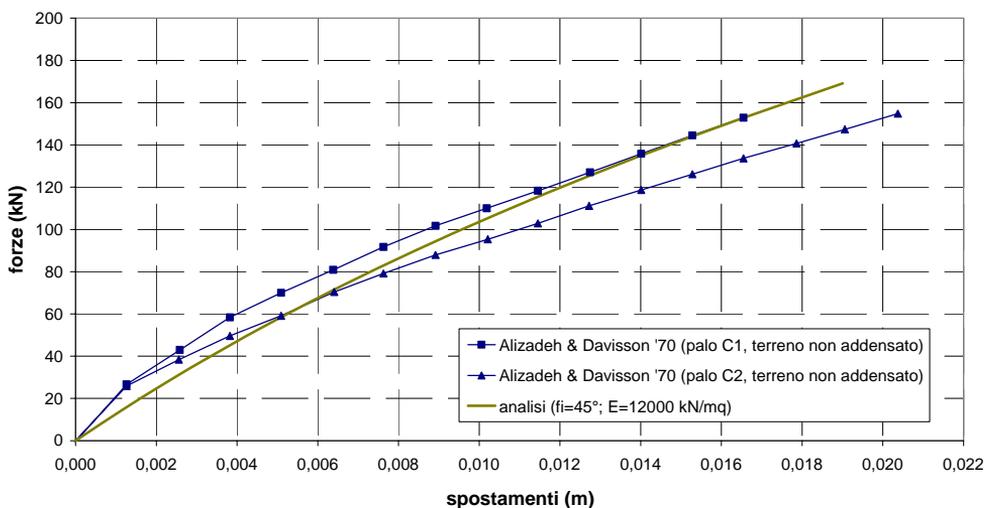


Figura 5.21. Alizadeh & Davisson (1970), pali C1 e C2: curve carichi – spostamenti.

Pali A3, A4; F6, F7. Risultati e analisi.

I pali appartengono alla piastra L7. Il terreno interposto tra i pali è stato addensato mediante vibro-compattazione. Le caratteristiche geometriche e meccaniche dei pali sono indicate in tabella 5.5. Nell'analisi numerica, al terreno è stato attribuito un angolo d'attrito ϕ di 45° ed un modulo di elasticità E di 46000 kN/m^2 .

Nella figura 5.22 sono riportate le curve sperimentali carico – spostamenti ottenute per i quattro pali, assieme ai risultati dell'analisi numerica. Come già osservato in

relazione alla piastra R8, i quattro pali, seppure identici e posti nello stesso terreno, offrono risposte parzialmente differenti alle azioni orizzontali. La curva numerica si inserisce all'interno del *fuso* descritto dai pali reali.

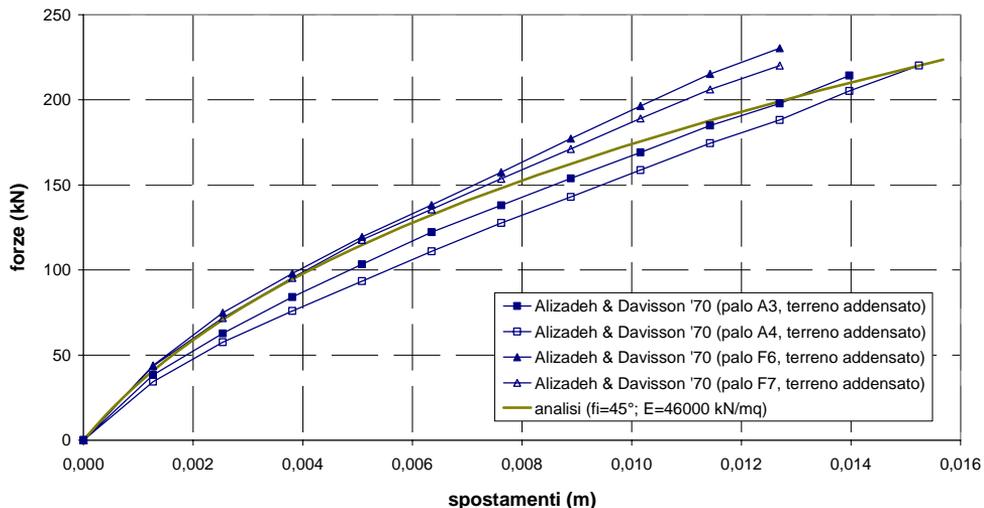


Figura 5.22. Alizadeh & Davisson (1970), pali A3, A4, F6 ed F7: curve carichi – spostamenti.

Considerazioni sulla procedura di addensamento.

Prelievi di campioni di sabbia alla profondità di 3 ft (0,9 m), dopo l'addensamento dei terreni, hanno mostrato come l'operazione sia risultata efficace ai fini dell'incremento della densità relativa D_r , passata dal 52% al 64% per la piastra R8 (infissione di pali in legno) e dal 56% al 63% per la piastra L7 (vibro-compattazione). I valori di densità relativa indicati da ALIZADEH & DAVISSON (1970) per il sito LD3 sono inferiori a quelli determinati mediante le correlazioni fornite da KULHAWY & MAYNE (1990) o GIBBS & HOLTZ (1957). Alla luce dei dati forniti dagli autori si evince, tuttavia, come il processo di addensamento abbia alterato il valore di densità relativa originario in maniera tutto sommato contenuta, generando differenze del 12% e del 7%, rispettivamente.

Carico limite.

Il carico limite dei pali del complesso LD3 è stato valutato ricorrendo all'interpolazione iperbolica dei dati sperimentali suggerita da KULHAWY & CHEN (1995). In particolare, si fa riferimento ai pali A3, G2 e C1. I valori di carico limite determinati sono pari, rispettivamente, a 472 kN, 474 kN e 289 kN, a fronte di valori massimi di carico raggiunti in prova pari a 214 kN, 224 kN, 153 kN. Il livello di carico raggiunto, dunque, è dell'ordine del 50% circa rispetto al valore ultimo. Si rammenta che, per ammissione degli stessi autori, l'eccessiva

cedevolezza del palo C1 risultante dalla prova è *inspiegabile* (ALIZADEH & DAVISSON, 1970).

Le dimensioni della sezione ad H del palo sono di 370 mm per l'ala e 346 mm per l'anima; lo spessore di entrambi gli elementi è di 12,8 mm. Si tratta delle dimensioni standard del palo ad H *14BP73*. La tensione di snervamento dell'acciaio è di 45,9 psi, corrispondente a 316 kPa (MANSUR & HUNTER, 1970). Il momento ultimo della sezione risulta dunque pari a 602 kN. A partire da questo, si è determinato il valore di carico limite del palo con il programma di calcolo, risultato pari a 432 kN.

5.2.1.2 BROWN ET AL. (1988)

Le prove sono state realizzate nell'ambito di un programma di ricerca della *University of Texas*. L'obiettivo primario delle prove consiste nello studio del comportamento di un gruppo di 9 pali soggetto a sollecitazioni orizzontali, in sabbie. I risultati e le considerazioni relative alla risposta del gruppo sono riportati nel capitolo 6. Si fa qui riferimento alla risposta offerta da un palo singolo ed isolato, anch'esso sottoposto a prova di carico orizzontale per finalità di confronto con la risposta del gruppo.

I pali utilizzati ed il sito di prova sono gli stessi della sperimentazione condotta per studiare il comportamento di un gruppo di pali in argilla (O'NEILL ET AL., 1982; BROWN ET AL., 1987). Lo strato superiore di argilla è stato successivamente rimosso e sostituito da un riempimento di sabbie.

Terreni.

Le prove sono state realizzate nel medesimo sito in cui erano state in precedenza condotte delle prove su un gruppo di pali in argilla. Le argille presenti sono sovraconsolidate, molto dure. Per le loro caratteristiche meccaniche e la conseguente caratterizzazione si rimanda al paragrafo 5.2.2.4 (BROWN ET AL., 1987). Gli strati superiori di terreno argilloso sono stati in seguito rimossi fino ad una quota di 11,5 ft (3,51 m) dall'originario piano campagna. L'argilla è stata sostituita da un riempimento di sabbia mediamente addensata, dello spessore di 9,5 ft (2,90 m circa), disposto attorno ai preesistenti pali (figura 5.23). La sabbia è stata collocata in sito in uno stato relativamente asciutto e compattata con una piastra vibrante fino ad una densità relativa del 50% circa. La compattazione è realizzata per strati dello spessore di 6 in. Il peso secco dell'unità di volume medio dopo la compattazione è di circa 98 lb/ft³ (15,4 kN/m³). Al termine della disposizione di ogni strato, ciascuno dello spessore di 6 in (15 cm), la sabbia è stata lentamente saturata, dal basso, mediante tubi perforati precedentemente disposti. (figura 5.23). Il sito è stato mantenuto sommerso durante l'intero programma di prove.

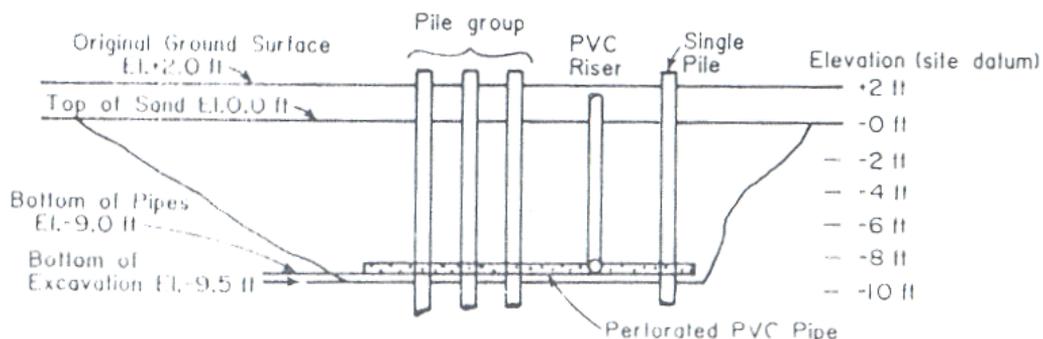


Figura 5.23. Sito della prova (da Brown et al., 1988).

La sabbia ha granulometria uniforme, densità media, ed è classificata come SP nel sistema USCS. Prove di taglio diretto sulla sabbia compattata, per un $\gamma_d = 98,5 \text{ lb/ft}^3$ ($15,5 \text{ kN/m}^3$), indicano valori dell'angolo d'attrito di $38,5^\circ$.

Poiché lo strato di sabbia si estende ad una profondità leggermente superiore a 10 diametri, si ritiene che le sabbie dominino la risposta della prova.

Caratterizzazione del terreno.

Il peso secco dell'unità di volume delle sabbie è di $98,5 \text{ lb/ft}^3$ ($15,5 \text{ kN/m}^3$). Il peso dell'unità di volume non è indicato ed è stato posto pari a $19,6 \text{ kN/m}^3$, considerando che l'intervallo di valori assunto da γ per sabbie uniformi varia fra $18,9 \div 20,8 \text{ kN/m}^3$ (TERZAGHI & PECK, 1967). La falda è mantenuta a piano campagna durante la realizzazione della prova. Lo stato tensionale, valutato alla quota di 1,5 m (a metà dello strato sabbioso) è pari a: $\sigma'_v (z = 1,5 \text{ m}) = 15 \text{ kPa}$.

In figura 5.24 sono riportati i risultati di due prove SPT ed una prova CPT realizzate sullo strato di sabbie. Relativamente alle due prove SPT, i cui risultati sono analoghi tra loro, si osserva un forte incremento con la profondità del numero di colpi per ft (30 cm) di avanzamento del campionatore: da un valore medio di 6 colpi a 2 ft di profondità (0,61 m) si giunge ad un valore di 79 colpi a 8 ft di profondità (2,43 m). Il numero medio di colpi per ft di avanzamento nello spessore delle sabbie (2,9 m) è pari a 46. Relativamente ai risultati della prova CPT, si osserva anche in questo caso un aumento della resistenza all'avanzamento della punta del penetrometro con la profondità. Nell'intervallo riportato, compreso fra $1,5 \div 7,0 \text{ ft}$, il valore medio della resistenza è di 19 kg/cm^2 (1900 kN/m^2).

Le indicazioni ottenibili sui parametri di resistenza, a partire dalle due tipologie di prova realizzate, sono in forte contrasto fra loro.

Gli elevati valori della risposta alle prove SPT forniscono valori di densità relativa delle sabbie sempre superiori al 100% (GIBBS & HOLTZ, 1957; SKEMPTON, 1986; KULHAWY & MAYNE, 1990). Ad esempio, secondo SKEMPTON (1986):

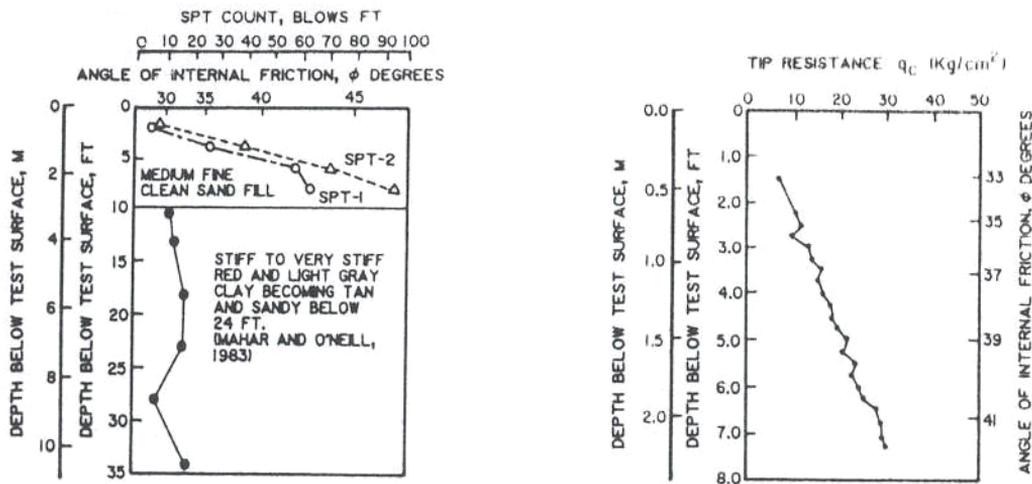


Figura 5.24. Risultati delle prove SPT e della prova CPT (da Brown et al., 1988).

$$D_r = \sqrt{\frac{C_N N_{SPT}}{60}} \quad (5.18)$$

con

$$C_N = \begin{cases} \frac{2}{1 + \sigma'_v/100} \\ \frac{3}{2 + \sigma'_v/100} \end{cases} \quad (5.19)$$

per sabbie fini e sabbie grosse rispettivamente. σ'_v è espresso in kPa. Poiché le sabbie in questione sono costituite da grani di dimensioni medie, si assume un valore intermedio: $C_N = 1,57$. Da cui deriva:

$$D_r (\%) = \sqrt{\frac{1,57 \cdot 46}{60}} = 110 \quad (5.20)$$

Il corrispondente valore medio dell'angolo d'attrito è dunque molto elevato, sicuramente superiore ai 45° (DE MELLO, 1971; VIGGIANI, 1999). Secondo le correlazioni dell'*American Petroleum Institute* (API, 1987), solitamente cautelative, risulta:

$$\phi = 16D_r^2 + 0,17D_r + 28,4 = 47,9^\circ \quad (5.21)$$

Il valore ottenuto è con le correlazioni di SCHMERTMANN (1975) per sabbie medie uniformi è:

$$\phi = 31,5 + 0,11D_r = 43,6^\circ \quad (5.22)$$

I risultati della prova CPT forniscono indicazioni sul valore di densità relativa e di angolo d'attrito minori. Secondo LANCELLOTTA (1983):

$$D_r (\%) = 68 \left[\text{Log} \left(\frac{q_c}{\sqrt{p_a \cdot \sigma'_v}} \right) - 1 \right] = 47 \quad (5.23)$$

Analogamente, calcolando il q_{c1} si ottiene

$$q_{c1} = q_c \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_v}} = 1900 \sqrt{\frac{100}{15}} = 4956 \text{ kPa} \quad (5.24)$$

da cui, secondo KULHAWY & MAYNE (1990):

$$D_r (\%) = \left[\frac{\left(\frac{q_{c1}}{p_a} \right)^{0,5}}{305} \right] = 40 \quad (5.25)$$

I valori di angolo d'attrito, invece, variano fra $42 \div 44^\circ$ (ROBERTSON & CAMPANELLA, 1983; VIGGIANI, 1999).

Pali.

I pali erano stati battuti nel terreno originario, costituito da argille dure, e sottoposti a prove di carico orizzontale. Poiché nella precedente sperimentazione non avevano subito danni strutturali, sono stati riutilizzati per essere testati nelle sabbie. Per le caratteristiche meccaniche e geometriche dei pali e per la strumentazione utilizzata si può quindi fare riferimento al paragrafo 5.2.2.4 (BROWN ET AL., 1987).

Realizzazione della prova.

Il carico è applicato mediante un cilindro idraulico capace di agire sui pali in due direzioni: ad ogni valore di carico selezionato, la forza agisce dapprima spingendo i pali, successivamente tirandoli. I pali sono poi sottoposti a sollecitazioni cicliche

(100 ÷ 200) tali che lo spostamento massimo raggiunto al termine del primo ciclo non venga mai superato. Gli incrementi di carico sono selezionati in modo che ogni carico successivo sia significativamente maggiore del precedente; in questo modo si ritiene che la risposta del terreno al ciclo 1 di ogni successivo livello di carico non sia condizionato dai cicli precedenti (REESE & VAN IMPE, 2001). Le modalità di applicazione del carico sono analoghe per il palo singolo e per il gruppo. Il valore degli spostamenti riportato è quello medio ottenuto per l'azione nelle due direzioni.

L'eccentricità di applicazione del carico si evince essere pari a 0,30 m (1 ft).

Risultati e analisi.

I valori delle caratteristiche geometriche e meccaniche assegnate al palo sono uguali a quelli relativi alla prova condotta in argille sovraconsolidate (BROWN ET AL., 1987, paragrafo 5.2.2.4). Per il palo singolo si è dunque posto $E_p I_p = 1,60 \cdot 10^4 \text{ kN/m}^2$.

Le indicazioni circa il valore di angolo d'attrito ϕ delle sabbie compattate, ottenute in base ai risultati delle prove in sito ed in laboratorio su di esse realizzate, sono molto discordanti tra loro. Riassumendo, si è ottenuto $\phi = 38,5^\circ$ (valore indicato da BROWN ET AL., 1988), $\phi = 42^\circ$ (valore dedotto dalla prova CPT) e $\phi = 47^\circ$ (valore dedotto dalle prove SPT). A titolo di confronto, nei grafici seguenti sono riportati i risultati ottenuti con il programma di calcolo adottando i tre citati valori di angoli d'attrito.

Per inciso, si menziona che le prove condotte da BROWN ET AL. (1988) sono analizzate anche da REESE & VAN IMPE (2001) e citate da McVAY ET AL. (1995). Nel primo caso, gli autori evidenziano come i dati di densità relativa e angolo d'attrito riportati nell'articolo di BROWN ET AL. (1988) si riferiscano agli stati di sabbie molto prossimi al piano campagna, e sia verosimile ritenere che tali valori aumentino per gli strati di sabbia più profondi, dove l'effetto delle successive compattazioni è via via più marcato. REESE & VAN IMPE (2001) giungono a considerare un angolo d'attrito di 55° . Nel secondo caso, McVAY ET AL. (1995) citano le prove in questione come prove condotte in sabbie molto dense, con $D_r > 90\%$ (BROWN ET AL., 1988, forniscono valori di $D_r = 50\%$).

Sono riportate, di seguito, le curve carico – spostamenti e carico – momenti massimi (figure 5.25 e 5.26). Gli andamenti sperimentali sono raffrontati con quelli calcolati numericamente, con i 3 citati valori di angolo d'attrito: $\phi = 47^\circ$ (analisi 1), $\phi = 43^\circ$ (analisi 2) e $\phi = 38,5^\circ$ (analisi 3). I valori assegnati al modulo di elasticità E sono, rispettivamente: $E = 14000 \text{ kN/m}^2$, $E = 22000 \text{ kN/m}^2$, $E = 28000 \text{ kN/m}^2$. Il valore di ϕ pari a 47° , desunto dai risultati delle prove SPT, è quello che fornisce il migliore accordo con i dati sperimentali. Il profilo di resistenza adottato per il terreno è quello di BARTON (1982).

In figura 5.27 è altresì riportato il profilo dei momenti flettenti agenti lungo il fusto del palo in corrispondenza di un carico $H = 86,7 \text{ kN}$. L'accordo è ottimo.

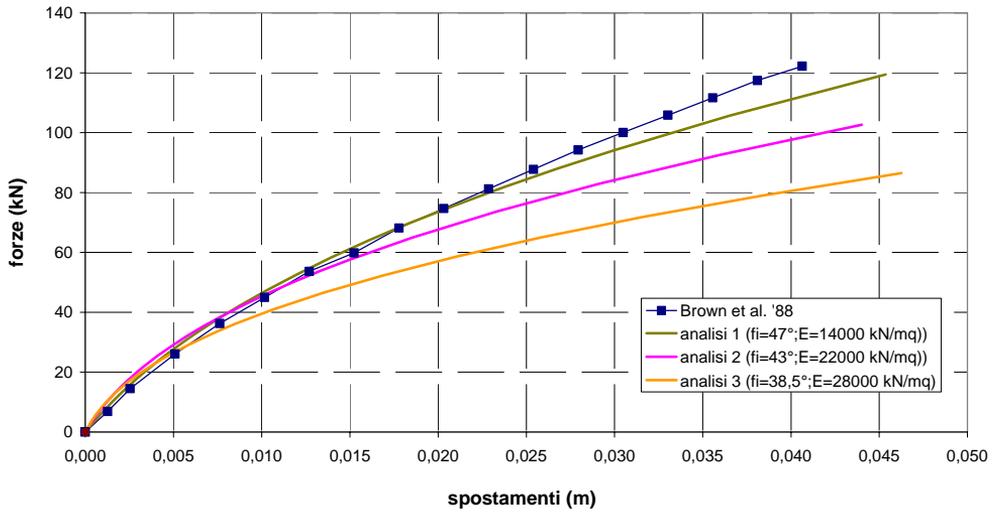


Figura 5.25. Brown et al. (1988): curve carichi – spostamenti per differenti valori dell'angolo d'attrito.

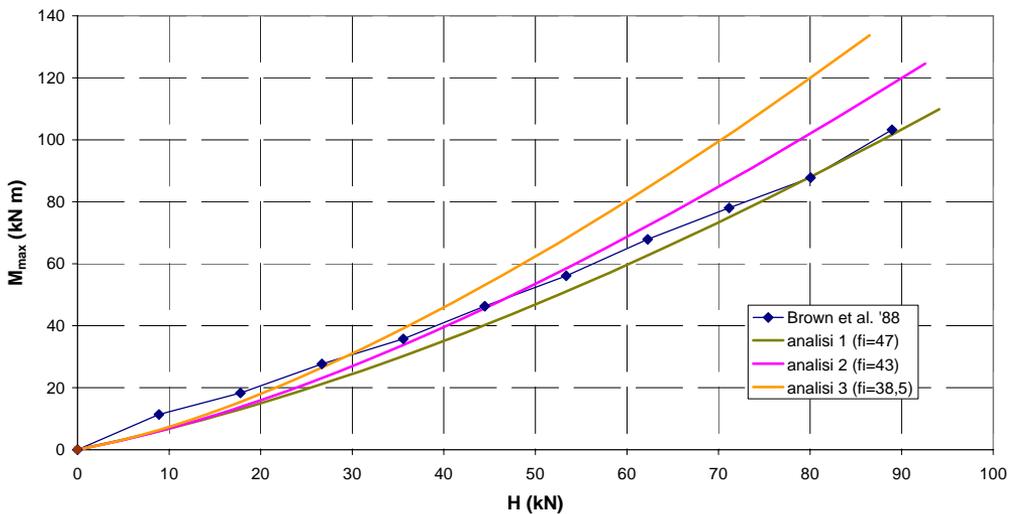


Figura 5.26. Brown et al. (1988): curve carichi – momenti massimi per differenti valori dell'angolo d'attrito.

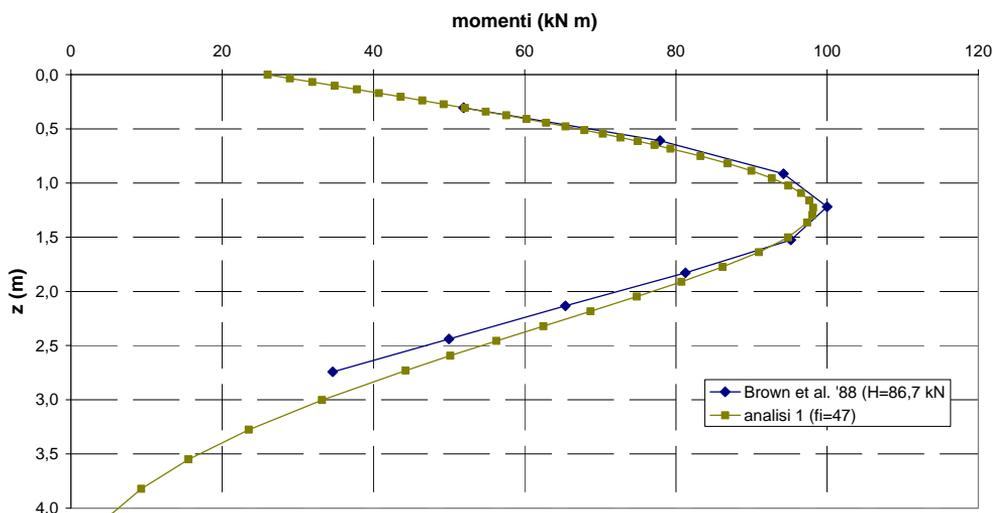


Figura 5.27. Brown et al. (1988): profilo dei momenti flettenti.

Una ulteriore analisi è stata realizzata, con $\phi = 47^\circ$, modificando il profilo proposto da BARTON (1982) secondo le indicazioni di FLEMING ET AL. (1985). Di seguito, sono nuovamente riportate le curve carico – spostamenti e carico – momento massimo ottenute nella sperimentazione, messe a confronto con quelle ottenute utilizzando il programma di calcolo assegnando al terreno un profilo di resistenza alla BARTON (1982) (analisi 1) o un profilo modificato alla FLEMING ET AL. (1985) (analisi 2; figure 5.28 e 5.29). Relativamente al modulo di elasticità E si è posto, rispettivamente: $E = 14000 \text{ kN/m}^2$ ed $E = 16000 \text{ kN/m}^2$. Si osserva come, a fronte di un uguale andamento in termini di spostamenti in testa al palo, si ottiene, con l'analisi 2, un parziale miglioramento nella predizione della curva relativa ai momenti massimi.

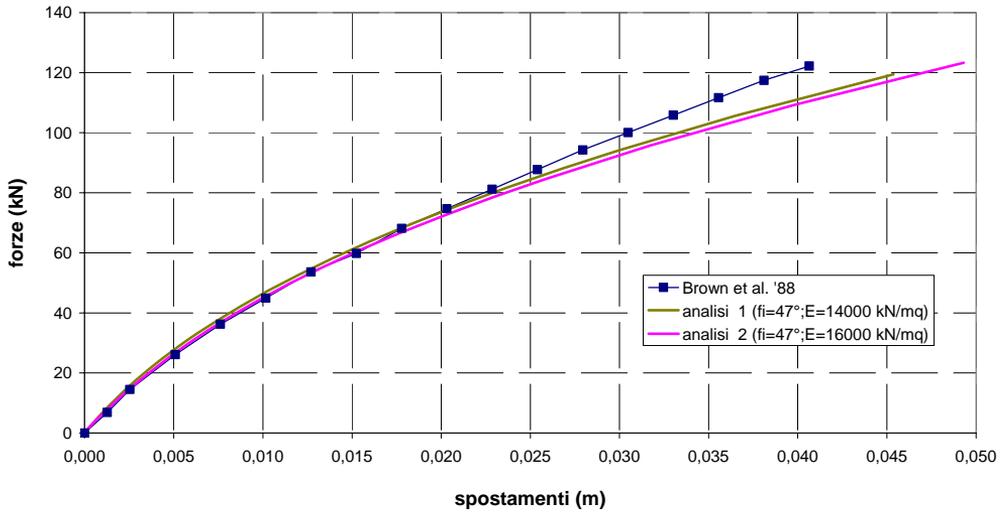


Figura 5.28. Brown et al. (1988): curve carichi – spostamenti per differenti profili di resistenza.

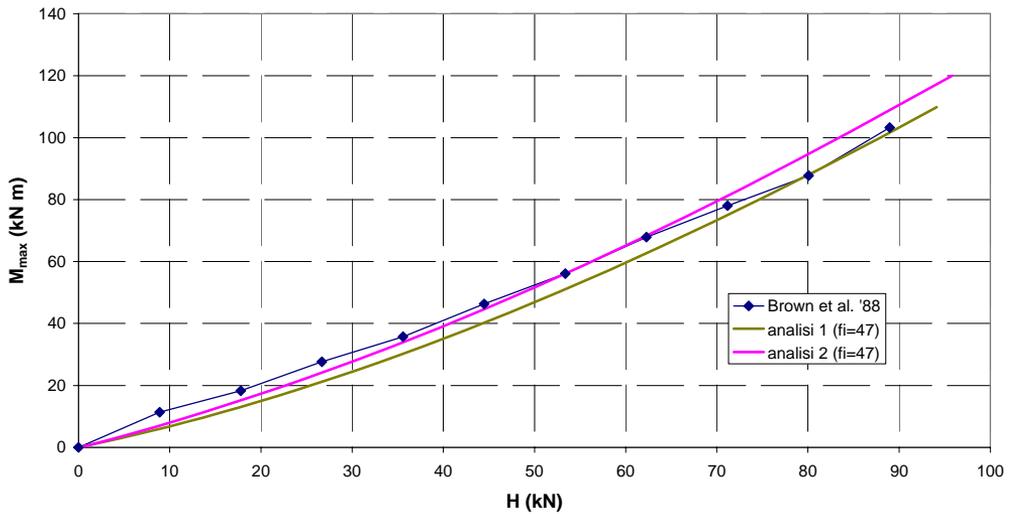


Figura 5.29. Brown et al. (1988): curve carichi – momenti massimi per differenti profili di resistenza.

5.2.1.3 RUESTA & TOWNSEND (1997)

Le prove di carico orizzontale, condotte su un gruppo di 16 pali disposti secondo lo schema 4x4 e, a fini di confronto, su un palo singolo, sono state realizzate in coincidenza dei lavori di ripristino del *Roosevelt Bridge*, in Florida. In questo paragrafo si dà conto dei risultati ottenuti con la prova di carico sul palo singolo. Per il gruppo, si faccia riferimento al capitolo 6.

Terreno.

Il terreno è caratterizzato dalla presenza di due ben definiti strati: uno, superficiale, costituito da sabbie fini sciolte, l'altro, più profondo, costituito da sabbie parzialmente cementate e difficilmente penetrabili. Lo strato superiore ha uno spessore variabile fra i 3,0 ÷ 4,5 m, quello inferiore si estende a quote superiori alla lunghezza dei pali. La quota della falda è posta a circa 2 m al di sopra del piano campagna. La stratigrafia del sito è riportata in figura 5.30.

Sul sito sono state realizzate diverse tipologie di prove, sia prima che dopo la battitura dei pali nel terreno. Più precisamente, le prove realizzate sono prove penetrometriche statiche (CPT), penetrometriche dinamiche (SPT), dilatometriche (DMT), pressiometriche (PMT). In genere, i risultati delle prove eseguite dopo la battitura dei pali, all'interno del perimetro del gruppo, forniscono valori dei parametri di risposta più elevati nelle sabbie sciolte, e sostanzialmente indifferenziati in quelle cementate. In particolare, i valori di resistenza alla punta della prova CPT risultano essere 3 – 4 volte superiori a quelli ottenuti realizzando le prove nel terreno vergine.

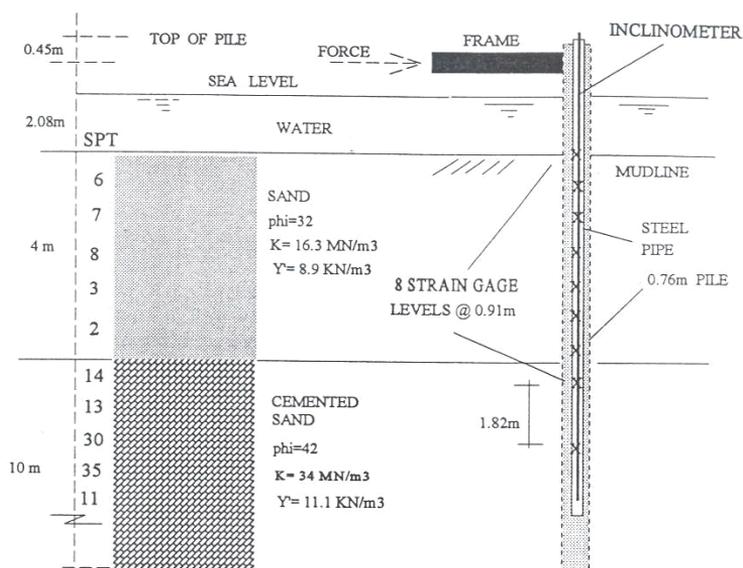


Figura 5.30. Stratigrafia e palo di prova (da Ruesta & Townsend, 1997).

In base ai risultati delle prove, gli autori hanno stimato un valore di angolo d'attrito per lo strato superiore di sabbie fini debolmente limose, contenenti occasionali intrusioni di frammenti organici, variabile fra $30 \div 38^\circ$. Il sottostante strato di sabbie fini parzialmente cementate, includente strati discontinui di calcare sabbioso da debolmente cementato a cementato, ha un valore di angolo d'attrito stimato fra i $40 \div 46^\circ$.

Caratterizzazione del terreno.

Gli autori forniscono i valori dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti i due strati presenti in sito: $\gamma' = 8,9 \text{ kN/m}^3$ per lo strato di sabbie fini sciolte, $\gamma' = 11,1 \text{ kN/m}^3$ per lo strato di sabbie cementate.

Nello strato superiore, che si estende per una profondità media di 4 m, il numero medio di colpi della prova SPT, condotta prima della battitura dei pali, è di 5. Lo stato tensionale a metà dello strato è pari a: $\sigma'_v (z = 2 \text{ m}) = 18 \text{ kN/m}^2$. Dagli abachi di DE MELLO (1971) e VIGGIANI (1999), in accordo fra loro, si ricava un valore di angolo d'attrito pari a 30° . Questo valore corrisponde con il minimo dell'intervallo identificato da RUESTA & TOWNSEND (1997; $\phi = 30 \div 38^\circ$) ed è leggermente inferiore a quello adottato dagli stessi nella loro modellazione ($\phi = 32^\circ$).

Nello strato inferiore, il numero medio di colpi della prova SPT, fino ad una quota 11 m (circa 15D), è pari a 21. Lo stato tensionale, a metà della porzione dello strato considerato, è pari a $\sigma'_v (z = 7,5 \text{ m}) = 74 \text{ kN/m}^2$. Dagli abachi di DE MELLO (1971) e VIGGIANI (1999) si ricava un valore di angolo d'attrito compreso fra $43 \div 45^\circ$. Questi valori sono contenuti nell'intervallo identificato da RUESTA & TOWNSEND (1997; $\phi = 40 \div 46^\circ$) e sono leggermente superiori al valore adottato dagli stessi nella loro modellazione ($\phi = 42^\circ$).

Relativamente ai risultati delle prove CPT, il valore medio della resistenza alla penetrazione della punta nello strato superiore è pari a $q_c \sim 4 \text{ MPa}$. Per uno stato tensionale $\sigma'_v (z = 2 \text{ m}) = 18 \text{ kN/m}^2$, si ricava, dagli abachi di ROBERTSON & CAMPANELLA (1983) un valore di angolo d'attrito di 44° . Nello strato inferiore, il valore medio della resistenza alla penetrazione è di $q_c \sim 22 \text{ MPa}$. Per uno stato tensionale $\sigma'_v (z = 7,5 \text{ m}) = 74 \text{ kN/m}^2$, si ricava, ancora dagli abachi di ROBERTSON & CAMPANELLA (1983) un valore di angolo d'attrito di 45° . L'accordo tra i risultati delle prove SPT e CPT è buono per lo strato di sabbia cementata, non lo è per lo strato superficiale. Il disaccordo è motivabile con la considerazione che gli abachi di letteratura tendono ad essere poco accurati per valori bassi dello stato tensionale del terreno.

Il valore di densità relativa del primo strato è ottenibile normalizzando il numero di colpi e riconducendosi all' $(N_1)_{60}$:

$$(N_1)_{60} = N_{60} \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0,5} = 5 \cdot \left(\frac{100}{18} \right)^{0,5} = 12 \quad (5.26)$$

Quindi, secondo KULHAWY & MAYNE (1990):

$$D_r (\%) = \left[\frac{(N_1)_{60}}{40} \right]^{0,5} \cong 55 \quad (5.27)$$

Questo valore è lo stesso che si ottiene ricorrendo all'abaco di GIBBS & HOLTZ (1957). Se si normalizza il risultato della prova CPT, si ottiene q_{c1} :

$$q_{c1} = q_c \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_v}} = 4000 \sqrt{\frac{100}{18}} \cong 9500 \text{ kPa} \quad (5.28)$$

da cui, secondo KULHAWY & MAYNE (1990):

$$D_r (\%) = \left[\frac{\left(\frac{q_{c1}}{p_a} \right)}{305} \right]^{0,5} \cong 55 \quad (5.29)$$

Per il secondo strato, con le analoghe procedure di KULHAWY & MAYNE (1990), si ricava $D_r = 78 \div 91\%$ (SPT e CPT rispettivamente). Valori analoghi si deducono da GIBBS & HOLTZ (1957) per prove SPT ($D_r \sim 80\%$) e BALDI ET AL. (1982) per prove CPT ($D_r \sim 92\%$).

Pali.

I pali sono in calcestruzzo precompresso, di forma quadrata, con lato pari a 0,76 m e di lunghezza pari a 16,5 m. I pali sono stati infissi nel terreno, previa realizzazione di un preforo, fino a 7,6 m di profondità; quindi sono stati battuti sino alla quota finale. Le prove sono realizzate su un palo singolo, nonché su un gruppo di 4x4 pali disposti ad interasse 3D, con la testa libera di ruotare. I risultati relativi al gruppo di pali sono riportati nel capitolo 6.

La precompressione del calcestruzzo dei pali è stata realizzata mediante 24 cavi d'acciaio da 13 mm, aventi tensione di rottura di 1860 MPa. La resistenza a compressione del calcestruzzo è di 41 MPa (REESE & VAN IMPE, 2001).

Il palo singolo e 10 dei 16 pali del gruppo sono stati opportunamente strumentati. I pali per i quali era prevista la strumentazione, presentano una cavità cilindrica al loro interno di 45 cm di diametro; all'interno di essa è inserito un palo cavo in

acciaio del diametro di 35 cm e dello spessore di 9,5 mm, cui sono applicati i trasduttori per la misura delle deformazioni ed il conseguente calcolo dei momenti. All'interno del tubo in acciaio sono stati inoltre inseriti degli inclinometri. Le intercapedini sono state successivamente riempite con una miscela di acqua e cemento. I cilindri in acciaio inseriti nei pali in calcestruzzo sono lunghi 12,10 m. I trasduttori di deformazione sono disposti a coppie sui lati opposti del tubo in acciaio, lungo la direzione di azione del carico orizzontale. Gli spostamenti e le inclinazioni in testa al palo sono misurate mediante due potenziometri e un inclinometro. La strumentazione disposta sul palo singolo e lo schema di prova è riportato in figura 5.30.

Realizzazione della prova.

I carichi sono stati applicati sul palo singolo con una sequenza incrementale di 45 kN. Ad ogni incremento, il carico è stato mantenuto costante per 15 min. Il carico di rottura si è raggiunto a 320 kN. L'applicazione del carico avviene a 2,08 m dal piano campagna.

Risultati e analisi.

Per realizzare le analisi è stato necessario determinare la rigidezza flessionale $E_p I_p$ del palo strumentato, non indicata dagli autori. Il palo strumentato, come descritto, è costituito da quattro componenti: la struttura esterna, quadrata, in calcestruzzo precompresso; il tubo interno, in acciaio, necessario alla disposizione della strumentazione. I due riempimenti di *grout*, uno interno al tubo d'acciaio, l'altro disposto tra il tubo in acciaio stesso e la cavità interna del palo in calcestruzzo. Il palo in calcestruzzo ha una resistenza a compressione $R_{ck} = 41$ MPa. A partire da questa si è stimato il valore di E_{cls} del calcestruzzo mediante la formula:

$$E_{cls} = 5700 \sqrt{R_{ck}} = 36500 \text{ MPa} = 36,5 \text{ GPa} \quad (5.30)$$

All'acciaio è stato attribuito un valore di $E_{acc} = 200$ GPa, e al riempimento un valore indicativo di $E_{gr} = 10$ GPa. La rigidezza flessionale $E_p I_p$ del palo è stata determinata sommando i singoli contributi, come indicato nella tabella 5.6.

contributo	E (GPa)	I (m ⁴)	EI (kN m ²)
Palo in cls (quadrato con cavità circolare)	36,5	2,58E-02	9,41E+05
Tubo interno in acciaio	200	1,47E-04	2,95E+04
Riempimento esterno	10	1,28E-03	1,28E+04
Riempimento interno	10	5,89E-04	5,89E+03
TOTALE			9,89E+05

Tabella 5.6. Ruesta & Townsend, 1997: determinazione della rigidezza flessionale del palo.

RUESTA & TOWNSEND (1997) riconoscono che la determinazione della rigidità flessionale dei pali in calcestruzzo precompresso non è semplice, e varia significativamente all'insorgere di fenomeni di fessurazione. Il calcolo dei momenti flettenti a partire dai dati offerti dai trasduttori di deformazione è, per giunta, influenzato dal valore assegnato alla rigidità flessionale. In base ai dati disponibili, gli autori identificano il momento flettente M_y in corrispondenza del quale si ingenera la fessurazione del calcestruzzo in 850 kN m; il momento ultimo M_u è invece di 1400 kN m.

In riferimento alle caratteristiche del terreno, relativamente al primo strato, si è ritenuto opportuno adottare le indicazioni sui valori di angolo d'attrito ϕ fornite dalle prove SPT, perché conformi a quelle indicate dagli autori ($\phi = 32^\circ$) e a quelle adottate da REESE & VAN IMPE (2001; ancora $\phi = 32^\circ$). Si è posto $\phi = 31^\circ$. Per lo strato successivo, per il quale le prove CPT ed SPT forniscono indicazioni concordanti, si è posto $\phi = 43^\circ$.

Le analisi numeriche sono state realizzate facendo ricorso a due tipi di profili di reazione del terreno, limitatamente differenti fra loro: il profilo suggerito da BARTON (1982) (analisi 1) ed il profilo modificato secondo le indicazioni di FLEMING ET AL. (1985) (analisi 2). Di seguito sono riportate la curva carichi – spostamenti e la curva carichi – momento massimo (figure 5.31 e 5.32). È riportato, infine, il profilo dei momenti flettenti agenti lungo il fusto del palo in corrispondenza di un carico $H = 138$ kN, confrontato con l'andamento ottenuto adottando il profilo dell'analisi 2 (figura 5.33).

Nell'analisi 1 si è attribuito al primo strato di terreno un valore di $E = 12500$ kN/m²; nell'analisi 2 si è posto $E = 15000$ kN/m². In entrambi i casi, relativamente al secondo strato, si è posto $E = 35000$ kN/m².

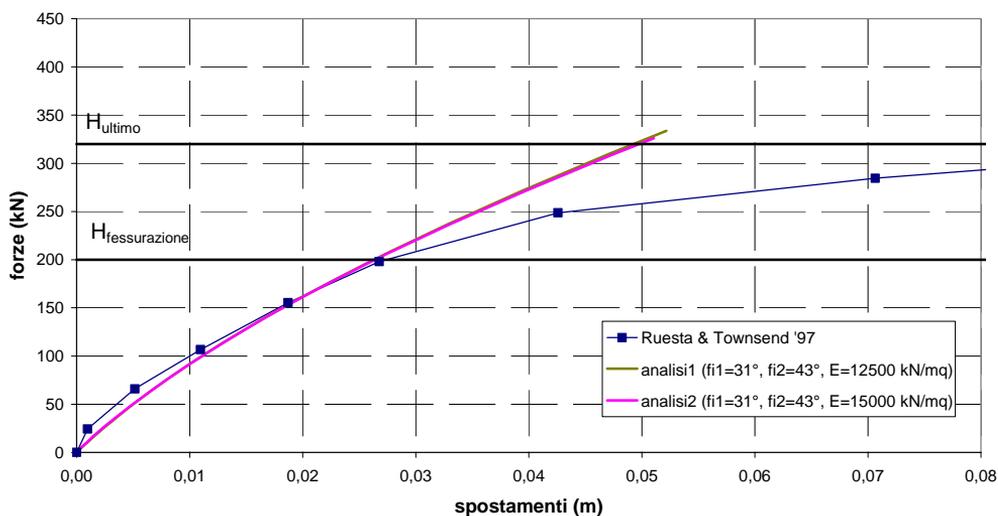


Figura 5.31. Ruesta & Townsend (1997): curve carichi – spostamenti.

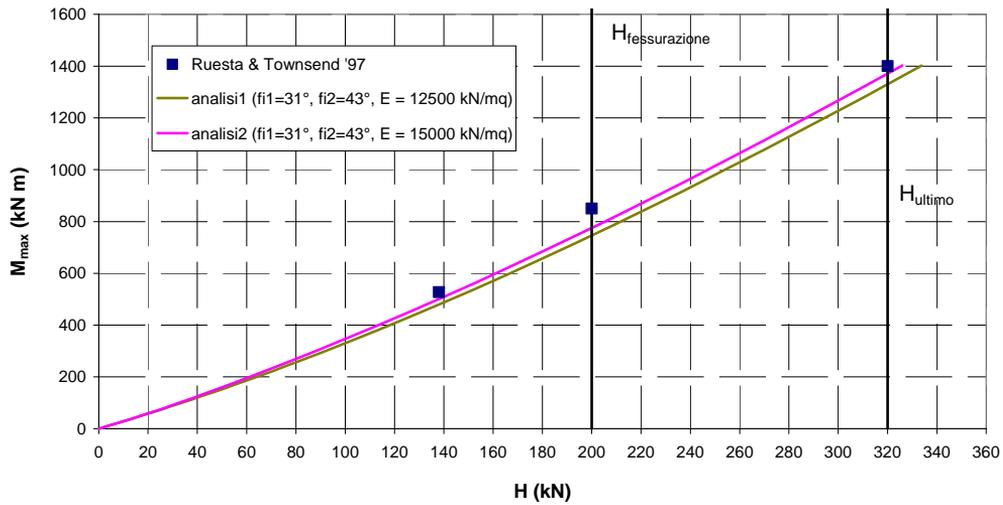


Figura 5.32. Ruesta & Townsend (1997): curve carichi – momenti massimi.

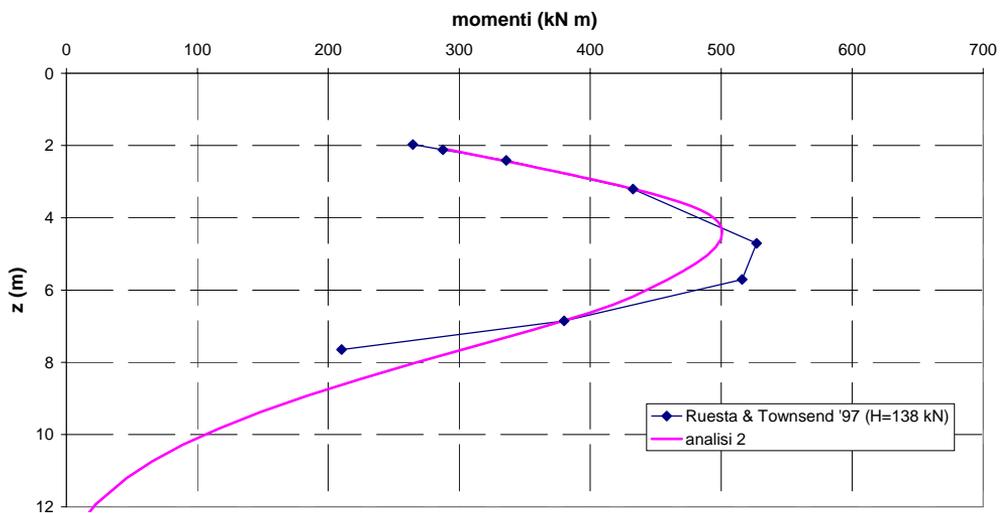


Figura 5.33. Ruesta & Townsend (1997): profilo dei momenti flettenti.

La curva carichi – spostamenti, per i due tipi di analisi, fornisce risultati indifferenziati. L'accordo con la curva sperimentale è ottimo fino al raggiungimento del carico cui corrisponde l'inizio della fessurazione del calcestruzzo ($H = 200$ kN per gli autori). L'insorgere della fessurazione nella sezione di calcestruzzo induce una progressiva riduzione della rigidità flessionale $E_p I_p$ del palo reale; tale riduzione non è riproducibile con il modello di calcolo. Di

conseguenza, gli spostamenti della testa del palo, oltre il livello di carico responsabile della fessurazione, sono sottostimati.

I risultati ottenuti con le due analisi in relazione alla curva carichi – momenti massimi sono nuovamente molto simili; i valori di momento flettente predetti con la curva 2 sono, ad ogni modo, leggermente superiori. I valori, inoltre, sono in accordo con i dati sperimentali. Tale accordo si riscontra sia in corrispondenza dei carichi di esercizio, sia in corrispondenza di carichi responsabili della progressiva fessurazione della sezione in calcestruzzo, fino alla rottura. Tale andamento mostra, come accennato nel paragrafo 5.1.1, che il momento flettente massimo non è condizionato dalla variazione di $E_p I_p$ durante la prova.

Carico limite.

La prova descritta da RUESTA & TOWNSEND (1997) costituisce uno dei rari esempi in cui il palo è stato caricato fino al raggiungimento della rottura. Sono stati dunque misurati dagli autori sia il carico cui corrisponde l'inizio della fessurazione del calcestruzzo ($H_y = 200$ kN) sia il carico limite del palo ($H_{ult} = 320$ kN). Le analisi hanno fornito i seguenti valori di carico di fessurazione e carico limite: $H_y = 223$ kN e $H_{ult} = 334$ kN, relativamente all'analisi 1; $H_y = 216$ kN e $H_{ult} = 325$ kN, relativamente all'analisi 2.

5.2.1.4 JEON ET AL. (2000)

Le prove sono state realizzate su due serie di 4 pali singoli, in due siti differenti, al fine di verificare la validità di alcuni approcci teorici nel prevedere gli spostamenti in testa di pali caricati orizzontalmente. Considerazioni sono svolte anche in relazione ai valori di carico limite dei pali e all'applicazione del metodo di Broms.

Terreno.

Le prove sui pali sono state realizzate in Corea in due differenti siti, posti a circa 100 km di distanza tra loro, denominati rispettivamente *K-Bridge* ed *S-Bridge*. Nei siti in questione sono state realizzate delle prove SPT, nel numero di 2 e 3, rispettivamente, e i risultati ottenuti sono riportati nelle figure 5.34 e 5.35.

Sito K-Bridge.

Il sito *K-Bridge* è caratterizzato da uno strato superficiale costituito da ghiaia e sabbia (classificazione USCS: GW), che si estende fino ad una quota media di 6,55 m. Lo strato sottostante, fino ad una quota media di 8,55 m, è argilloso (classificazione USCS: CL). Infine è stata rinvenuta della roccia debolmente alterata. Ai fini della descrizione della risposta dei pali alle azioni orizzontali, è significativa la caratterizzazione del solo strato più superficiale. Il numero di colpi della prova SPT riportato in figura 5.34 è normalizzato rispetto alla pressione atmosferica, e varia fra 9 e 32.

La falda è stata rinvenuta ad una quota di 2,42 m dal piano campagna.

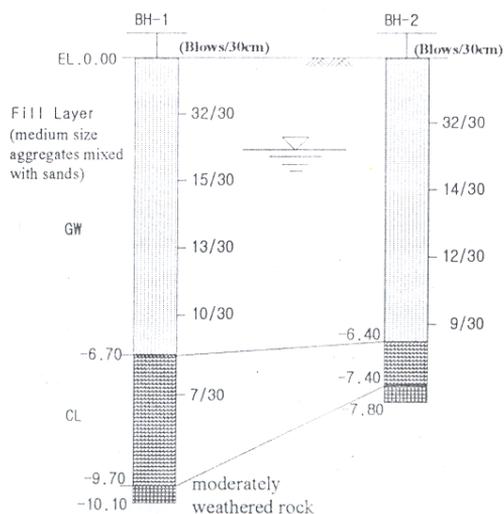


Figura 5.34. Sito *K* – *Bridge*: prove SPT (da Jeon et al., 2000).

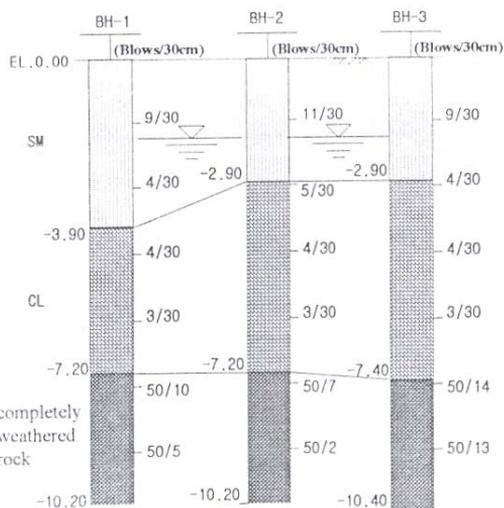


Figura 5.35. Sito *S* – *Bridge*: prove SPT (da Jeon et al., 2000).

Caratterizzazione del terreno.

I valori dei pesi dell'unità di volume dei terreni utilizzati dagli autori nelle proprie analisi sono indicati nella tabella 5.7

sito	γ_{GW} (kN/m ³)	γ'_{GW} (kN/m ³)	γ'_{CL} (kN/m ³)	γ_{rock} (kN/m ³)
K-bridge	17,6	9,8	5,9	15,7

Tabella 5.7. Jeon et al. (2000): pesi dell'unità di volume (sito *K* – *Bridge*).

Lo stato tensionale ad una quota $z = 3$ m (7,5 volte il diametro del palo, circa a metà dello strato di riporto) è pari a $\sigma'_v(z = 3,0 \text{ m}) = 48$ kPa. Il numero di colpi normalizzato $(N_1)_{60}$ medio, nello strato di ghiaia e sabbie, è pari a 17. Il numero medio di colpi per 30 cm di avanzamento risulta dunque pari a:

$$N_{SPT} = (N_1)_{60} \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5} = 17 \cdot \left(\frac{48}{100} \right)^{0,5} \cong 12 \quad (5.31)$$

I valori di angolo d'attrito desumibili mediante gli abachi di DE MELLO (1971) e VIGGIANI (1999) sono in accordo tra loro, e forniscono un valore di ϕ pari a $39 \div 40^\circ$. Questo valore è in accordo con quello utilizzato dagli autori nelle proprie analisi per la porzione di ghiaie e sabbie sopra falda ($\phi = 39^\circ$); per la porzione sottostante, sotto falda, hanno invece utilizzato un valore significativamente minore ($\phi = 32^\circ$).

La densità relativa, valutata secondo GIBBS & HOLTZ (1957), è compresa fra $D_r = 65 \div 70\%$; tale valore è in pieno accordo con quello desumibile da KULHAWY & MAYNE (1990):

$$D_r (\%) = \left[\frac{(N_1)_{60}}{40} \right]^{0,5} = \left[\frac{17}{40} \right]^{0,5} \cong 65 \quad (5.32)$$

Sito S-Bridge.

Il sito *S-Bridge* è caratterizzato da uno strato superficiale costituito da sabbia limosa (classificazione USCS: SM) fino ad una quota media di 3,20 m. Al di sotto è presente uno strato argilloso (classificazione USCS: CL) fino ad una quota media di 7,25 m. Infine, uno strato di roccia completamente alterata. Il numero di colpi della prova SPT riportato in figura 5.35 è normalizzato rispetto alla pressione atmosferica. Ai fini della descrizione della risposta dei pali alle azioni orizzontali, è particolarmente significativa la caratterizzazione dello strato più superficiale; un'influenza più ridotta può derivare dal sottostante strato argilloso.

La falda è stata rinvenuta ad una quota di 1,57 m dal piano campagna.

Caratterizzazione del terreno.

I valori dei pesi dell'unità di volume dei terreni utilizzati dagli autori nelle proprie analisi sono indicati nella tabella 5.8.

sito	γ_{SM} (kN/m ³)	γ'_{SM} (kN/m ³)	γ'_{CL} (kN/m ³)	γ_{rock} (kN/m ³)
S-bridge	15,7	7,8	5,9	12,8

Tabella 5.8. Jeon et al. (2000): pesi dell'unità di volume (sito *S - Bridge*).

Nel sito *S-Bridge*, lo stato tensionale ad una quota di 1,6 m (a metà dello strato di riporto di sabbie limose) è pari a σ'_v ($z = 1,6$ m) = 25 kPa. Il numero di colpi normalizzato $(N_1)_{60}$ medio, nello strato di sabbie limose, è pari a circa 10. Il numero medio di colpi per 30 cm di avanzamento risulta dunque pari a:

$$N_{SPT} = (N_1)_{60} \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5} = 9,7 \cdot \left(\frac{25}{100} \right)^{0,5} \cong 5 \quad (5.33)$$

Secondo le indicazioni ottenute dagli abachi forniti da DE MELLO (1971) e VIGGIANI (1999) l'angolo d'attrito del terreno è stimabile sui 30° circa. Il valore di angolo d'attrito ϕ utilizzato da JEON ET AL. (2000) per le proprie analisi è pari a 29°, per la porzione di sabbie limose sopra falda, 25° per la porzione sottostante. Per il sottostante strato argilloso, è indicato un valore di $c_u = 15$ kPa.

La densità relativa, valutata secondo GIBBS & HOLTZ (1957), è $D_r \sim 50\%$; tale valore è in accordo con quello desumibile da KULHAWY & MAYNE (1990):

$$D_r (\%) = \left[\frac{(N_1)_{60}}{40} \right]^{0,5} = \left[\frac{8,3}{40} \right]^{0,5} \cong 45 \quad (5.34)$$

Pali.

Le prove sono state realizzate su due serie di 4 pali per sito. I pali hanno un diametro di 400 mm e sono pali trivellati, realizzati in sito con il metodo di circolazione inversa. Sono stati utilizzati dei rivestimenti temporanei per prevenire sgrottamenti del terreno, rimossi subito dopo che il calcestruzzo dei pali è stato posto in opera. I rivestimenti sono stati disposti sino alla base del palo nel sito *K-Bridge*, sino ad 8 m di profondità nel sito *S-Bridge*. I pali sono rinforzati mediante l'inserimento nel calcestruzzo di 8 barre da 25 mm di diametro. Le lunghezze dei pali variano fra gli 8,0 ed i 9,4 metri nel sito *K-Bridge* e tra i 10,4 m e gli 11,9 m nel sito *S-Bridge*.

Al termine delle prove, sono stati prelevati dei campioni di calcestruzzo dai pali e sottoposti a prove di compressione uniassiale. Le proprietà dei materiali costituenti i pali sono riportati in tabella 5.9.

		K - Bridge	S - Bridge
Concrete	Uniaxial compressive strength (kPa)	25,212	41,987
	Modulus of Elasticity (kPa)	1.64×10^7	2.25×10^7
Tensile strength of steel bar (kPa)		2.75×10^5	3.92×10^5
Pile modulus (kPa)(E_p)		2.306×10^7	2.890×10^7
Pile flexural stiffness ($kN \cdot m^2$)(EI)		28,989	36,336

Tabella 5.9.
Caratteristiche meccaniche dei pali
(da Jeon et al., 2000).

Realizzazione della prova.

Le prove di carico laterale sui pali sono state realizzate seguendo le procedure fissate dall'ASTM. I carichi sono applicati con una eccentricità di 200 mm.

Sito S – Bridge. Risultati e analisi.

Le analisi sono state realizzate assegnando al palo le proprietà meccaniche indicate dagli autori nella tabella 5.9. Al terreno è stato attribuito un angolo d'attrito ϕ pari a 32° , valore leggermente superiore a quello desumibile con gli abachi di VIGGIANI (1999). L'analisi numerica è realizzata assumendo un valore del modulo di Young E pari a 11000 kN/m^2 . Al sottostante strato argilloso, scarsamente influente ai fini dei risultati dell'analisi, è stato attribuito $E = 50000 \text{ kN/m}^2$.

Nella figura 5.36 sono riportate le curve sperimentali carico – cedimento relative ai 4 pali sottoposti a prova, posti a confronto con la curva, unica, ottenuta con il programma di calcolo. La curva calcolata si sovrappone ai dati sperimentali del più flessibile dei 4 pali sottoposti a prova. Appare rilevante evidenziare come le curve sperimentali dei 4 pali, identici tra loro per caratteristiche meccaniche, geometriche e tecnologia di realizzazione, sottoposti a prova secondo le medesime modalità e negli stessi terreni, siano differenti. La variabilità dei risultati ottenibili in sito può essere elevata; questo aspetto non è riproducibile con un'analisi numerica.

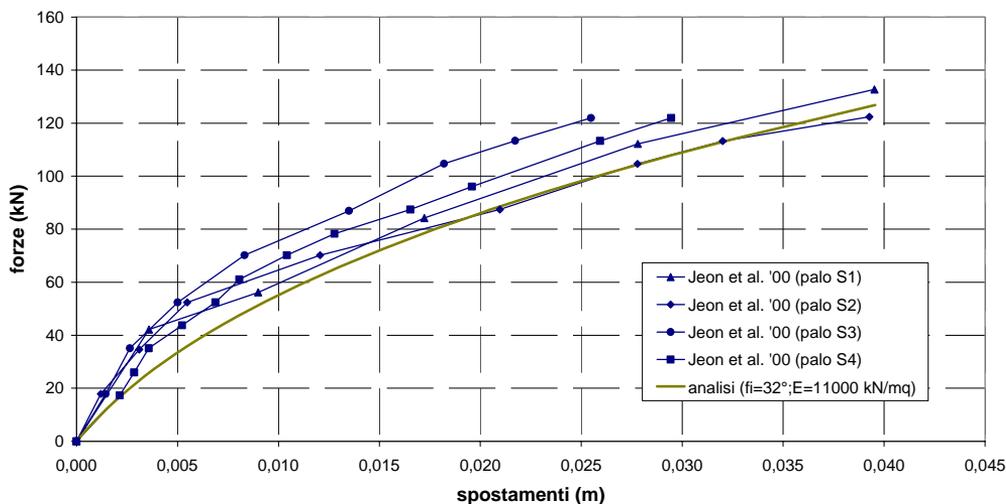


Figura 5.36. Jeon et al. (2000), sito S - Bridge: curve carichi – spostamenti.

Sito K – Bridge. Risultati e analisi.

Le proprietà meccaniche del palo sono quelle indicate dagli autori nella tabella 5.9. Al terreno è stato attribuito un angolo d'attrito ϕ pari a 42° , un valore leggermente superiore a quello desumibile secondo gli abachi di VIGGIANI (1999; ipotesi analoga si è fatta per il sito S – Bridge). L'analisi numerica è realizzata assumendo un valore del modulo di Young E pari a 42000 kN/m^2 .

Nella figura 5.37 sono riportate le curve sperimentali carico – cedimento relative ai 4 pali sottoposti a prova e la curva ottenuta con il programma di calcolo. La curva calcolata si sovrappone, solo per i valori più bassi di carico, ai dati sperimentali del più flessibile dei 4 pali provati. Al crescere dei carichi, la curva calcolata mostra un comportamento più flessibile delle curve sperimentali. Come evidenziato in riferimento ai risultati del sito S – Bridge, e questa volta in maniera ancor più evidente, i dati sperimentali ottenuti sui 4 pali, identici tra loro, sono significativamente diversi. Tale variabilità non è riproducibile con l'analisi numerica.

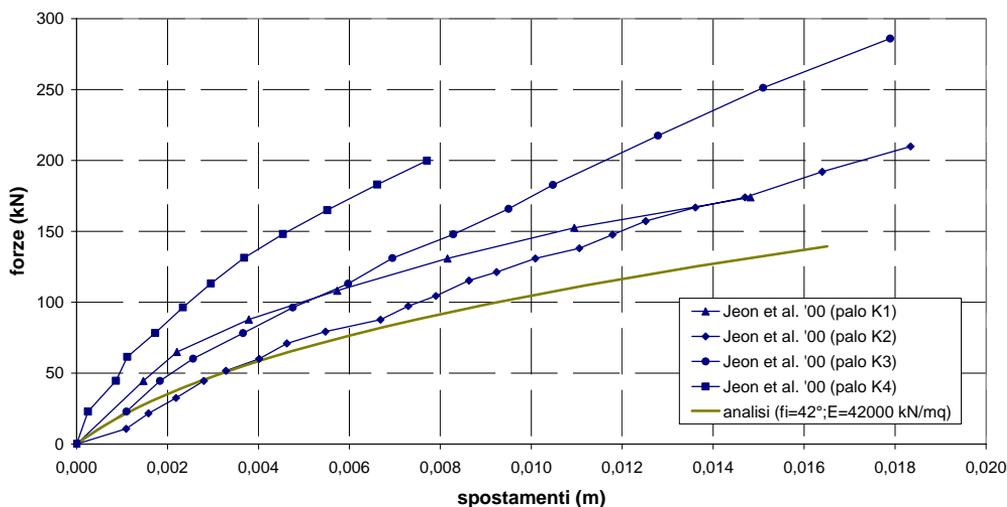


Figura 5.37. Jeon et al. (2000), sito K - Bridge: curve carichi – spostamenti.

5.2.1.5 HUANG ET AL. (2001)

Il programma di prove, realizzate nell'isola di Taiwan, si propone di valutare gli effetti indotti dalla tecnologia di realizzazione sulla risposta del gruppo di pali. Sono stati realizzati e sottoposti a prova di carico orizzontale due gruppi di pali, l'uno costituito da pali ad asportazione di terreno (nel seguito denominati, per brevità, trivellati), l'altro da pali battuti. Le prove, inoltre, sono state condotte su

due pali singoli, realizzati con procedure di costruzione analoghe a quelle del gruppo. Si dà conto di seguito dei risultati ottenuti sui pali singoli. Per il comportamento dei gruppi, si veda il capitolo 6.

Terreno.

Al fine di valutare gli effetti indotti dalla tecnologia di realizzazione dei pali sulle proprietà del terreno, sono state condotte delle indagini prima e dopo la messa in opera dei pali del gruppo. A monte della realizzazione dei pali, sono stati eseguiti otto carotaggi, con relative prove SPT, fino a quote massime di 80 m. A questi sono state aggiunte tre prove CPT e due prove con il dilatometro Marchetti (DMT). Due delle prove CPT comprendono la misura della velocità delle onde di taglio (SCPT). In seguito alla realizzazione dei pali, ma prima di procedere alle prove di carico, sono state realizzate tre prove DMT (2 nel gruppo di pali trivellati ed una nel gruppo di pali battuti) e tre prove CPT (nuovamente 2 nel gruppo di pali trivellati ed una nel gruppo di pali battuti). Le prove sono state realizzate all'interno dei gruppi di pali attraverso la struttura di collegamento, all'interno della quale erano stati predisposti dei cilindri plastici. Il confronto fra i risultati ottenuti ha evidenziato come gli effetti più evidenti dell'installazione sulle caratteristiche del terreno si manifestino entro i primi 15 m di profondità. La realizzazione dei pali trivellati ha generato una riduzione della resistenza alla penetrazione q_c tra 3,0 – 7,5 m; in corrispondenza dei pali battuti, si è registrato un aumento di q_c tra 2,5 – 6 m. Entrambe le tipologie di pali hanno generato una riduzione di K_D (prova DMT) fino a 5 – 6 m. Per i pali battuti la diminuzione si osserva anche tra 7,5 – 15 m. In generale, i pali battuti hanno generato un incremento dello stato di addensamento dei terreni fino a 6 m; una diminuzione i pali trivellati.

I terreni presenti in sito, in base ai campioni prelevati e alle prove di laboratorio, sono generalmente classificati come sabbie limose (SM nella classificazione USCS) o come limo (ML), con strati occasionali di argilla limosa (CL).

La falda è situata a 1 m circa al di sotto del piano campagna, e la sua posizione si è mantenuta pressoché invariata durante il periodo di realizzazione delle prove. La messa in opera dei pali ha comportato l'escavazione del primo metro di terreno. Durante le prove di carico, dunque, la falda è posta a piano campagna.

Caratterizzazione del terreno.

Nell'articolo non sono riportati i valori dei pesi dell'unità di volume dei materiali presenti in sito. Considerando, per sabbie limose, un peso dell'unità di volume γ variabile fra 16 ÷ 21 kN/m³, si è assunto un valore orientativo $\gamma = 18$ kN/m³.

Sono riportati i risultati ottenuti dalla realizzazione in sito di prove SPT, CPT e DMT. Non è esplicitamente riportato, nel testo, un profilo stratigrafico del terreno. L'interesse della modellazione, stante il valore dei diametri del palo, è concentrato sui primi 15 m di terreno, pari a 10 volte il diametro del palo più grande (palo trivellato). Nei metri di interesse, la media della resistenza alla penetrazione della punta q_c è pari a circa 5 MPa. Il riferimento è alle prove CPT eseguite prima della

realizzazione dei pali e riportate nel testo (prove CPT1, SCPT-1 ed SCPT-2, figura 5.38). Le prove CPT-N1, CPT-N2 e CPT-N3, presenti nella figura, sono realizzate dopo l'esecuzione dei pali.

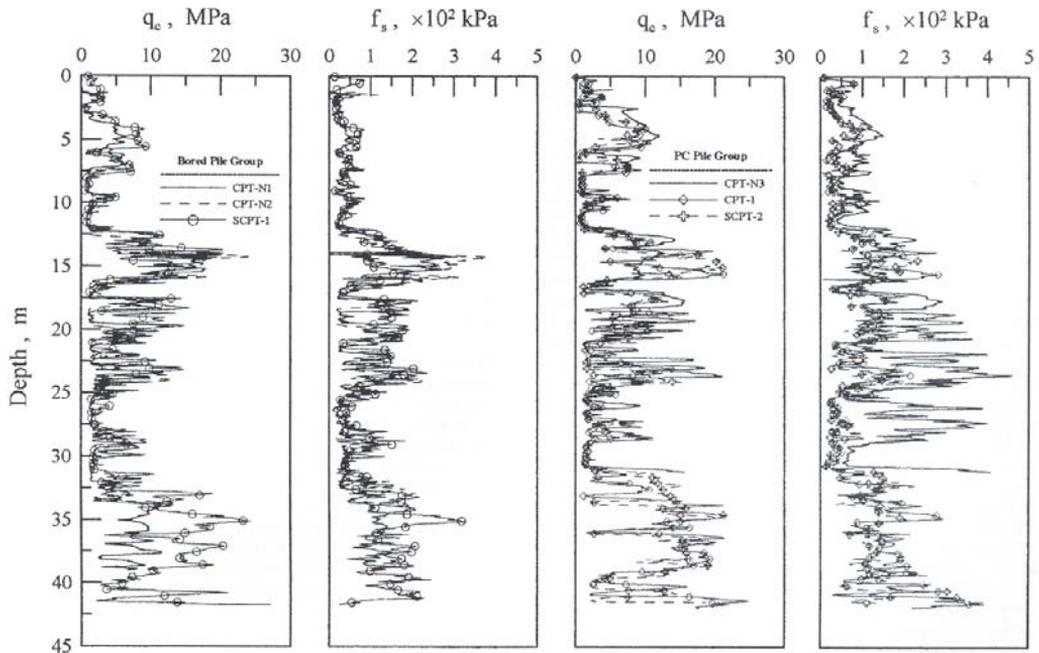


Figura 5.38. Prove CPT in sito, prima e dopo la realizzazione dei pali (da Huang et al., 2001).

Normalizzando il valore ottenuto in funzione dello stato tensionale medio della porzione di terreno significativa, si ottiene (falda ad 1 m dal piano campagna):

$$q_{C1} = q_c \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_v(z=8\text{ m})} \right)^{0,5} = 5,2 \cdot \left(\frac{100}{74} \right)^{0,5} \cong 6 \text{ MPa} \quad (5.35)$$

Da questa si ottiene la densità relativa media dello strato considerato, secondo KULHAWY & MAYNE (1990):

$$D_r (\%) = \left[\frac{\left(\frac{q_{C1}}{p_a} \right)}{305} \right]^{0,5} \cong 45 \quad (5.36)$$

Questa determinazione è in ottimo accordo con quanto desumibile dall'abaco di BALDI ET AL. (1982), dal quale si ricava $D_r = 42\%$ ed in sostanziale accordo con LANCELLOTTA (1983) per il quale:

$$D_r (\%) = 68 \cdot \left[\text{Log} \left(\frac{q_c}{\sqrt{p_a \cdot \sigma'_v}} \right) - 1 \right] = 53 \quad (5.37)$$

Si tratta dunque di terreni mediamente addensati.

Per la determinazione dell'angolo d'attrito, le correlazioni empiriche fornite dall'API (1987) o da SCHMERTMANN (1975) sono sostanzialmente in accordo fra loro:

$$\phi = 16D_r^2 + 0,17D_r + 28,4 \cong 32 \quad \text{API} \quad (5.38)$$

$$\phi = 28 + 0,14D_r \cong 28 \quad \text{Schmertmann (sabbia con limo)} \quad (5.39)$$

Gli abachi di ROBERTSON & CAMPANELLA (1983) e VIGGIANI (1999), invece, forniscono valori di angolo d'attrito più elevati ($\phi > 35^\circ$).

Pali.

Nel sito sono stati disposti, complessivamente, 13 pali trivellati gettati in opera e 13 pali battuti, prefabbricati, in calcestruzzo.

I pali battuti sono circolari, cavi, in calcestruzzo precompresso centrifugato, denominati *PC piles* ($D_{est}=800$ mm; $D_{int}=560$ mm; $L=34$ m; $EI=0,79$ GN m²); realizzati in stabilimento, sono costituiti da segmenti lunghi 17 m, giuntabili tra loro. Il segmento inferiore è chiuso da una base a punta, in acciaio. Sono stati battuti mediante un martello diesel, senza ulteriori aiuti per la penetrazione. Barre d'acciaio con trasduttori di deformazione e inclinometri sono stati inseriti nella cavità interna dei pali per la loro intera lunghezza (figura 5.39.b). La cavità interna è stata quindi riempita di calcestruzzo.

Undici dei 13 pali trivellati ($D=1500$ mm; $L=34,9$ m; $EI=6,86$ GN m²) sono stati realizzati con l'ausilio di fango bentonitico a circolazione inversa, e il cemento è stato gettato dal basso mediante un tubo getto. Due dei 13 pali trivellati sono stati realizzati mediante un dispositivo di trivellazione con oscillatore idraulico a piena lunghezza. Il terreno rimaneggiato è stato progressivamente rimosso per mezzo di una benna che agisce all'interno del rivestimento; il cemento è stato gettato a partire dal basso con l'ausilio del tubo getto, e il rivestimento progressivamente rimosso. Gli strumenti dei pali (trasduttori di deformazione e inclinometri) sono stati attaccati alle barre longitudinali di rinforzo, inserite nel foro prima del getto di calcestruzzo (figura 5.39.a).

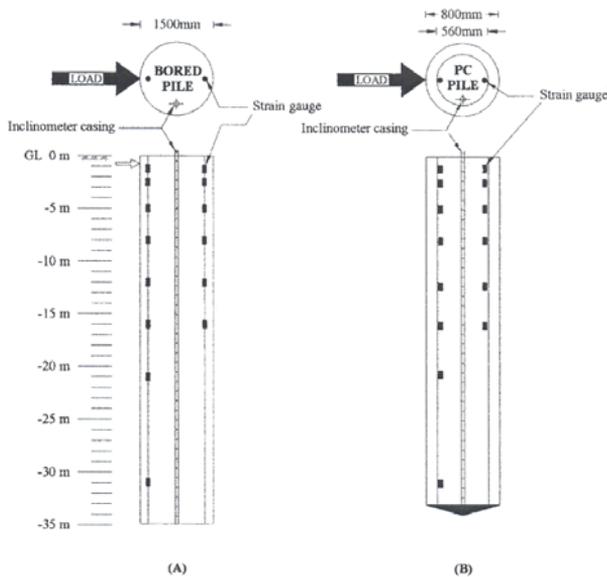


Figura 5.39. Pali di prova e disposizione della strumentazione (da Huang et al., 2001)

Le proprietà dei pali e dei materiali che li costituiscono sono indicate in tabella 5.10.

In seguito all'installazione dei pali (tanto quelli battuti quanto quelli trivellati), la maggior parte dei trasduttori di deformazione è risultata danneggiata. Le informazioni dedotte circa il profilo di spostamenti e la distribuzione dei momenti nei pali è stata determinata interamente in base alle letture degli inclinometri.

Item	Bored piles	Driven piles
Pile diameter D (mm)	1,500	Precast 800 outside, 560 inside, with concrete infill
Pile length (m)	34.9	34.0
Cross-sectional area (cm ²)	17,672	Hollow: 2,564 Solid: 5,027
Concrete compressive strength f'_c (MPa)	27.5	Precast: 78.5 Infill: 20.6
Reinforcement		
Yield stress f_y (MPa)	471	Precast: 1,226 Infill: 471
Steel ratio ρ_s	0.025	Precast: 0.03 Infill: 0.0172
Effective prestress transferred to concrete f_{ce} (MPa)	None	8
Intact flexural rigidity EI (GN-m ²)	6.86	0.79

Tabella 5.10. Caratteristiche meccaniche e geometriche dei pali (da Huang et al., 2001).

Realizzazione della prova.

Sui pali singoli sono state eseguite sei prove di carico assiale e tre prove di carico orizzontale. Le prove orizzontali hanno riguardato uno dei pali battuti e due dei pali trivellati, realizzati secondo le due differenti tecnologie descritte. Le prove di carico orizzontale hanno poi riguardato un gruppo di 6 pali trivellati e di 12 pali battuti. Le prove sui pali singoli sono state condotte impiegando martinetti idraulici e utilizzando le piastre di collegamento dei pali in gruppo come strutture di contrasto. Il carico applicato è stato misurato mediante celle di carico. Gli spostamenti laterali sono stati misurati mediante trasduttori LVDT. Il carico è stato applicato al livello del piano campagna.

Nel testo, sono riportati dagli autori i risultati ottenuti realizzando la prova di carico orizzontale sul palo battuto e sul palo trivellato con l'ausilio della bentonite, perché di confronto con quelli del gruppo.

Palo trivellato. Risultati e analisi.

Le caratteristiche meccaniche del palo adottate nella modellazione sono quelle indicate dagli autori nella tabella 5.10. Al terreno, in base alle indicazioni, discordanti, ottenute analizzando i dati forniti dalle prove SPT e CPT, si è deciso di attribuire un angolo d'attrito ϕ di 33° . Si tratta di un valore medio fra quelli individuabili con le diverse correlazioni. Il modulo di elasticità del terreno è fissato in $E = 24000 \text{ kN/m}^2$. Si è adottato il profilo di resistenza del terreno suggerito da BARTON (1982).

Di seguito sono riportate le curve carichi – spostamenti e carichi – momenti massimi ottenute con l'analisi numerica, poste a confronto con quelle sperimentali (figure 5.40 e 5.41). L'accordo è buono in entrambi i casi. Si noti come gli autori identifichino, in corrispondenza di un carico pari a 1462 kN, il valore cui corrisponde l'inizio della fessurazione del calcestruzzo del palo, e dunque la progressiva diminuzione del valore di rigidezza flessionale $E_p I_p$. La curva carichi – spostamenti ottenuta numericamente, tuttavia, continua a seguire quella sperimentale anche al di là di tale valore, nonostante il programma di calcolo preveda un valore di $E_p I_p$ costante durante la prova. L'accordo tra la curva carichi – momenti flettenti sperimentale e numerica è buono.

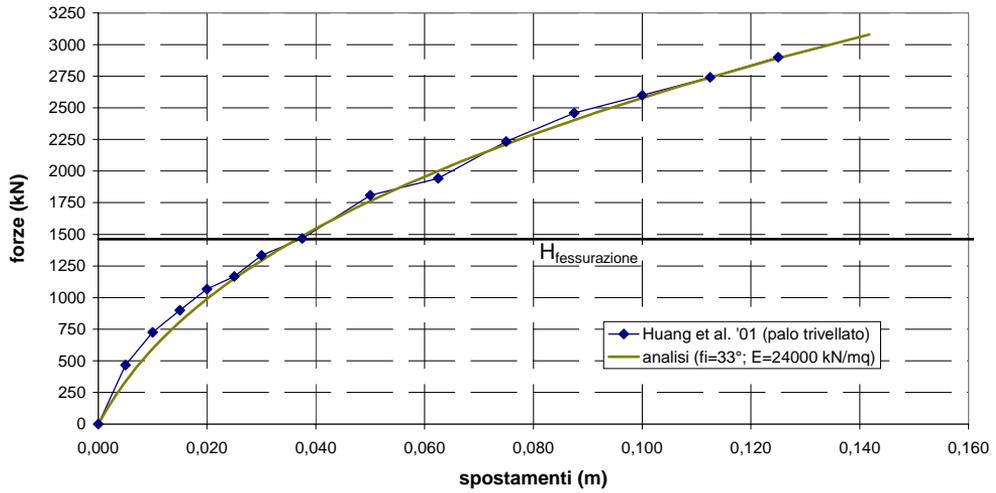


Figura 5.40. Huang et al. (2001), palo trivellato: curve carichi – spostamenti.

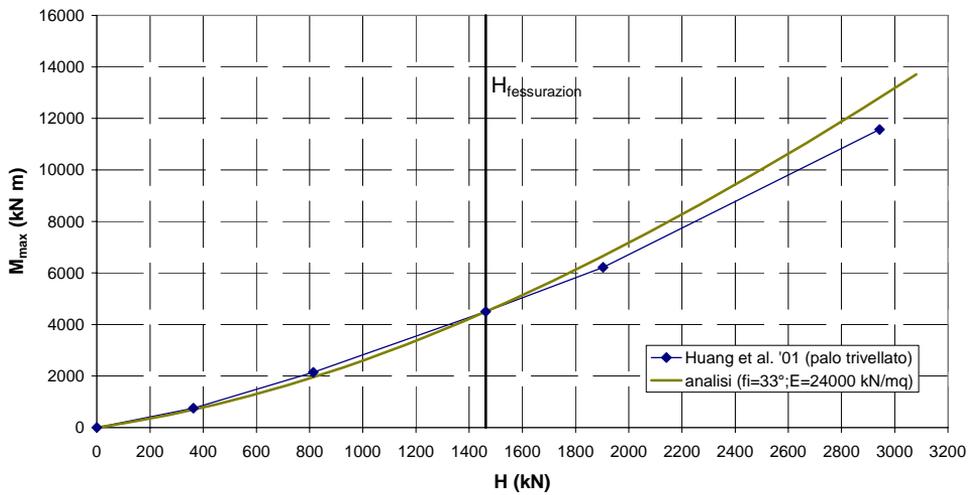


Figura 5.41. Huang et al. (2001), palo trivellato: curve carichi – momenti massimi.

Palo battuto. Risultati e analisi.

Le caratteristiche meccaniche del palo adottate nella modellazione sono quelle indicate dagli autori nella tabella 5.10. Come riportato in precedenza, al terreno si è attribuito un angolo d'attrito ϕ di 33° . Il modulo di elasticità del terreno è fissato in $E = 12000 \text{ kN/m}^2$. Si è adottato il profilo di resistenza del terreno suggerito da BARTON (1982).

Di seguito sono riportate, a confronto, le curve carichi – spostamenti e carichi – momenti massimi ottenute con l'analisi numerica e quelle sperimentali (figure 5.42 e 5.43). Si consideri che gli autori identificano in un carico $H = 570 \text{ kN}$ il valore in corrispondenza del quale il calcestruzzo inizia a fessurarsi; conseguentemente, il valore di $E_p I_p$ del palo reale tende, progressivamente, a ridursi. La curva carichi – spostamenti ottenuta mediante il programma segue con ottimo accordo quella sperimentale fino al raggiungimento del valore di carico cui corrisponde la fessurazione del calcestruzzo; per valori di carico maggiori, gli spostamenti della testa del palo risultano sottostimati, poiché il programma mantiene un valore di rigidezza flessionale $E_p I_p$ del palo invariata. La curva numerica carichi – momenti flettenti, invece, segue l'andamento sperimentale fino ai massimi valori di carico H raggiunti nella prova. L'andamento dei momenti flettenti si dimostra indipendente dai valori di rigidezza flessionale $E_p I_p$ del palo.

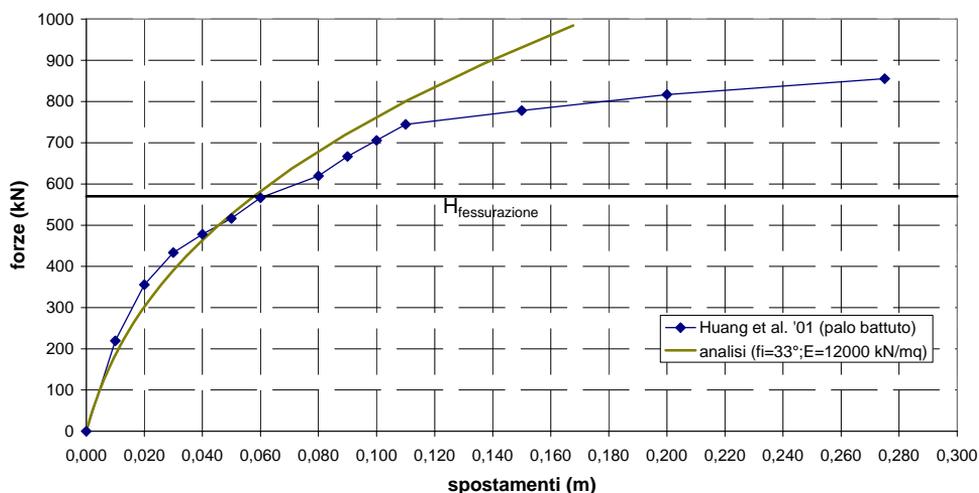


Figura 5.42. Huang et al. (2001), palo battuto: curve carichi – spostamenti.

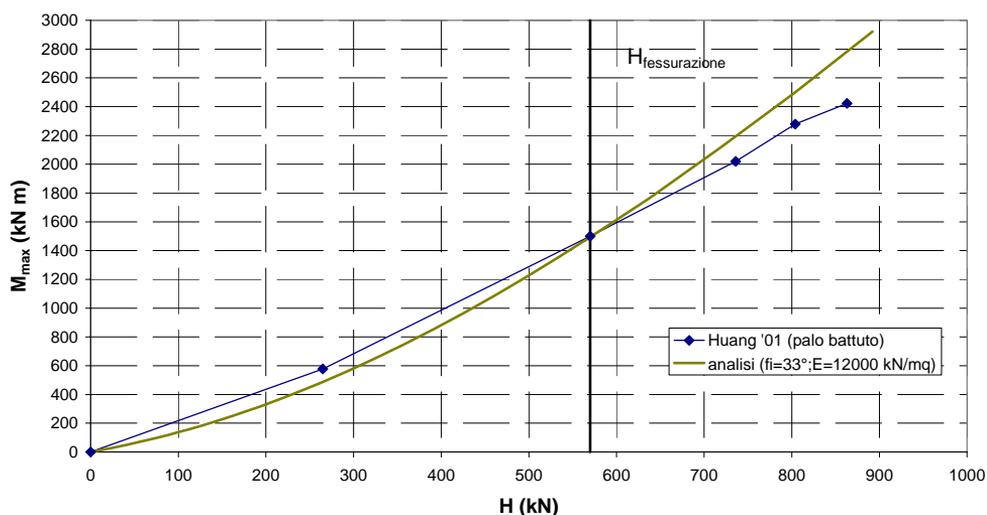


Figura 5.43. Huang et al. (2001), palo battuto: curve carichi – momenti massimi.

5.2.1.6 NG ET AL. (2001)

Il programma di prove è finalizzato ad approfondire la conoscenza del comportamento dei pali trivellati di grande diametro quando sottoposti a carichi orizzontali. In complesso, sono state condotte quattro prove di carico orizzontale: una su palo singolo e tre su piccoli gruppi, di 2 o 3 pali. Le strutture di collegamento dei pali dei gruppi sono a contatto con il terreno. Le prove sono state realizzate in tre siti diversi, e quindi non sono direttamente confrontabili fra loro. In questo paragrafo si dà conto dei risultati ottenuti sul palo singolo.

Terreno.

Le prove sono state realizzate ad Hong Kong in tre differenti siti. In ciascuno di essi sono stati eseguiti dei carotaggi e delle prove SPT al fine di caratterizzare i terreni. Si dà conto in questo paragrafo delle caratteristiche del sito in cui è stato testato il palo singolo.

Nel sito di riferimento (denominato P1) i sondaggi si estendono a profondità massime di 35 m. Il profilo stratigrafico è alquanto complesso (figura 5.44): i primi 5 m sono costituiti da terreni di riporto molto soffici, seguiti da strati alternati di depositi sabbiosi di estuario e depositi alluvionali argillosi (fino a 12 m); questi sono seguiti da uno spesso strato di depositi carbonatici, da sabbiosi ad argillosi. Il numero di colpi della prova SPT è generalmente inferiore a 20, con un significativo incremento a profondità comprese fra i 7 ÷ 12 m, in corrispondenza del deposito di sabbia di estuario, molto denso (figura 5.44). Nella modellazione degli autori i terreni vengono classificati come incoerenti.

La falda, al momento della realizzazione delle indagini, è situata ad 1 m di profondità dal piano campagna.

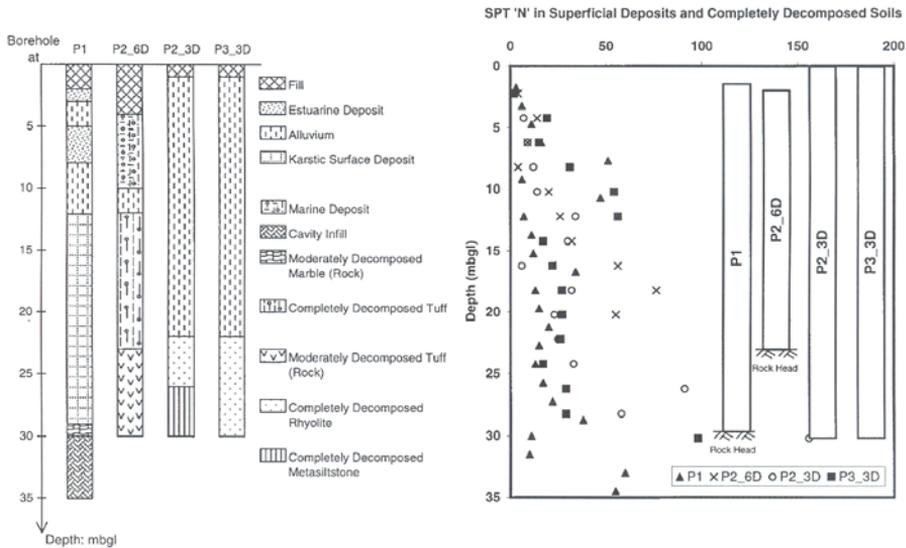


Figura 5.44. Stratigrafia e risultati delle prove SPT (da Ng et al., 2001).

Caratterizzazione.

Nell'articolo sono riportati i valori dei pesi dell'unità di volume dei terreni adottati dagli autori nelle proprie analisi: $\gamma_{\text{sat}} = 21 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$.

Nei primi 7 m di terreno, il valore medio del numero di colpi N_{SPT} è pari a 9. La tensione efficace verticale media, nello strato di riferimento, è a sua volta pari a $\sigma'_v = 52 \text{ kN/m}^2$. Il valore normalizzato del numero di colpi è dunque pari a:

$$(N_1)_{60} = N_{60} \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0,5} = 9 \cdot \left(\frac{100}{52} \right)^{0,5} = 12 \quad (5.40)$$

Da questo si evince il valore di densità relativa dei terreni del primo strato; secondo KULHAWY & MAYNE, 1990):

$$D_r (\%) = \left[\frac{(N_1)_{60}}{40} \right]^{0,5} = 54 \quad (5.41)$$

Il valore è in sostanziale accordo con quello desumibile mediante gli abachi di GIBBS & HOLTZ (1957): $D_r (\%) \sim 60$.

Per la determinazione dell'angolo d'attrito, le correlazioni empiriche fornite dall'API (1987), ottenute con $D_r = 55\%$, indicano:

$$\phi = 16D_r^2 + 0,17D_r + 28,4 \cong 33^\circ \quad (5.42)$$

Queste sono in buon accordo con gli abachi di DE MELLO (1971) e VIGGIANI (1999) che indicano $\phi = 35^\circ$.

Le sabbie di estuario, comprese fra i 7 ed i 12 m, presentano un valore medio del numero di colpi N_{SPT} pari a 34, ed un valore medio della tensione efficace verticale media σ'_v di 109 kN/m². Il valore normalizzato del numero di colpi è dunque pari a:

$$(N_1)_{60} = N_{60} \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0,5} = 33 \cdot \left(\frac{100}{109} \right)^{0,5} = 33 \quad (5.43)$$

Il valore di densità relativa dei terreni del secondo strato, secondo KULHAWY & MAYNE (1990), è pari a:

$$D_r (\%) = \left[\frac{(N_1)_{60}}{40} \right]^{0,5} = 91 \quad (5.44)$$

L'angolo d'attrito, secondo DE MELLO (1971) e VIGGIANI (1999), è superiore ai 45°. L'influenza delle caratteristiche del secondo strato ai fini della determinazione della risposta del palo è ridotta.

Il terzo strato, infine, presenta un valore medio del numero di colpi N_{SPT} pari a 10, ed uno della tensione efficace verticale media σ'_v pari 159 kN/m². Il valore normalizzato del numero di colpi è:

$$(N_1)_{60} = N_{60} \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0,5} = 10 \cdot \left(\frac{100}{159} \right)^{0,5} = 8 \quad (5.45)$$

da cui si desume una densità relativa dei terreni, secondo KULHAWY & MAYNE (1990), è pari a:

$$D_r (\%) = \left[\frac{(N_1)_{60}}{40} \right]^{0,5} = 45 \quad (5.46)$$

L'angolo d'attrito, secondo le concordi indicazioni di DE MELLO (1971) e VIGGIANI (1999), e secondo la formula dell'API (1987), è compreso fra 30° e 32° . L'influenza delle caratteristiche del terzo strato di terreno, ai fini della determinazione della risposta del palo alle sollecitazioni orizzontali, è pressoché nulla.

Pali.

I pali, pur se realizzati in siti differenti, hanno dimensioni e tecnologia analoghe. Si tratta di pali ad asportazione di terreno di grande diametro ($D = 1,5$ m), con lunghezze variabili fra $21 \div 30$ m. La tecnologia di realizzazione prevede l'installazione di rivestimenti temporanei lungo l'intera lunghezza dei pali; l'escavazione è realizzata all'interno del rivestimento con una benna meccanica. La base del foro è stata ripulita dai detriti con un getto d'aria, quindi sono state calate nel foro le gabbie d'armatura; infine, per mezzo di un tubo è stato gettato il calcestruzzo, a partire dal basso, e contemporaneamente è stato estratto il rivestimento. Nella realizzazione del palo singolo P1, è stata rinvenuta la roccia alla quota di 30 m e a quella quota è stata arrestata la realizzazione del palo.

Le barre d'armatura sono costituite da acciaio ad alta resistenza allo snervamento ($f_y = 460$ MPa). Al termine delle prove di carico, sono stati estratti dai pali dei campioni di calcestruzzo e sottoposti a prove di compressione uniassiale. Il valore del modulo E per il palo P1 è stato stimato pari a 32,3 GPa. La rigidezza flessionale EI è pari a 10 GN m^2 per calcestruzzo integro, a 4 GN m^2 per calcestruzzo fessurato. Il momento ultimo dei pali è stato stimato in 11000 kN m.

All'interno dei pali è stata predisposta l'allocatione, in appositi tubi, di due inclinometri; questi sono disposti lungo un diametro del palo, allineato con la direzione della forza. Dei misuratori di spostamenti, inoltre, sono stati disposti in testa al palo.

Realizzazione della prova.

Per facilitare l'applicazione del carico, è stato realizzato alla testa del palo singolo P1 un blocco di calcestruzzo alto 1,5 m e di lati 1,8 m x 1,8 m. Le dimensioni del blocco sono ridotte, comparabili a quelle del diametro del palo. Si ritiene quindi che il palo si possa considerare libero di ruotare in testa.

I carichi sono applicati, mediante martinetti idraulici, approssimativamente alla metà del blocco realizzato alla testa del palo; sono misurati con una cella di carico disposta fra il martinetto e il blocco di calcestruzzo. Il carico è applicato in maniera incrementale, e mantenuto costante finché gli spostamenti della testa non siano divenuti minori di 0,05 mm per mezz'ora di tempo.

Il palo singolo è stato sottoposto a quattro cicli di carico e scarico. Il carico è stato applicato con un'eccentricità di 0,75 m.

Risultati e analisi.

Le analisi sono state condotte assegnando al palo sia un valore di rigidezza flessionale $E_p I_p = 10 \text{ GN m}^2$, indicato dagli autori come corrispondente al palo integro, sia un valore di rigidezza flessionale $E_p I_p = 4 \text{ GN m}^2$, indicato dagli autori come corrispondente al palo fessurato. Allo strato superficiale di terreno si è attribuito un angolo d'attrito $\phi = 34^\circ$; per lo strato sottostante si è posto $\phi = 43^\circ$. Ininfluenti sono risultate le caratteristiche del terzo ulteriore strato ($\phi = 30^\circ$). In entrambe le analisi si è assegnato, al primo strato di terreno, un valore del modulo elastico $E = 36000 \text{ kN/m}^2$.

In figura 5.45 è riportata la curva carichi – spostamenti in testa relativa alle due analisi: con palo assunto integro (analisi 1) e con palo con calcestruzzo fessurato (analisi 2). Il confronto con i dati sperimentali evidenzia come l'analisi condotta con palo integro segua la curva ottenuta durante la prova solamente per valori di carico molto bassi; al crescere di questi, la rigidezza di calcolo del sistema palo – terreno risulta sovrastimata. Viceversa, i risultati della analisi 2 consentono di seguire integralmente la curva sperimentale. Solo per bassi valori di carico, l'andamento calcolato della curva si mostra più cedevole di quello misurato in sito. Questi andamenti suggeriscono che, durante la realizzazione della prova, il calcestruzzo costituente il palo abbia manifestato, sin dai primi incrementi di carico, una progressiva fessurazione, con conseguente riduzione del valore di rigidezza flessionale $E_p I_p$.

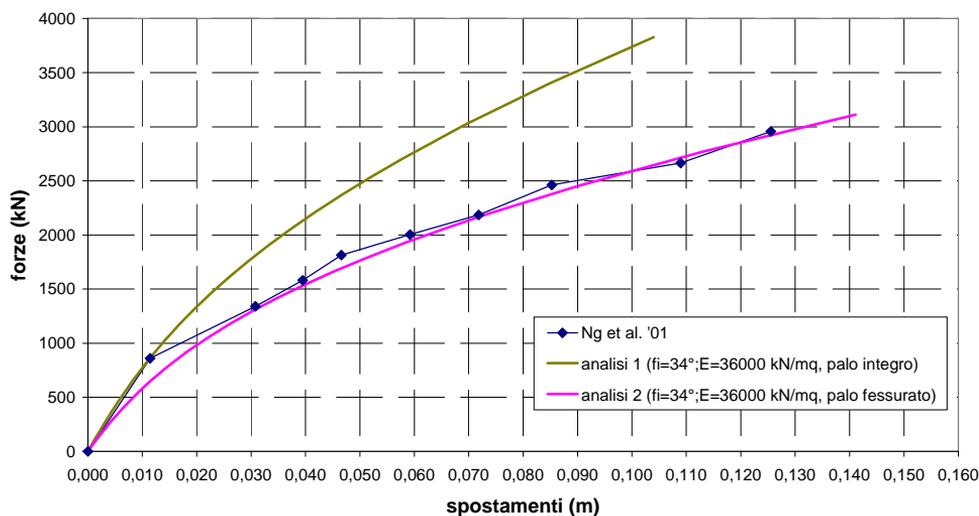


Figura 5.45. Ng et al. (2001): curve carichi – spostamenti.

Carico limite.

Il carico limite del palo, desunto con l'interpretazione iperbolica dei dati suggerita da KULHAWY & CHEN (1995) è di 4150 kN. Nel loro articolo, NG ET AL. (2001) stimano in 11000 kN m il momento ultimo della sezione del palo. In figura 5.46 è riportato l'andamento delle curve carichi – momenti massimi ottenuto con le due analisi numeriche. Gli andamenti sono identici; questo aspetto rimarca l'indipendenza dell'andamento del momento massimo dal valore assunto dalla rigidezza flessionale $E_p I_p$ del palo. Non sono possibili, in questo caso, confronti con la curva sperimentale, poiché la prova in sito non prevedeva la misurazione dei momenti flettenti. Il carico limite ottenibile in corrispondenza di un valore $M_{ult} = 11000$ kN m è pari a circa 3000 kN, corrispondente al valore massimo del carico raggiunto durante la prova. Ad un valore di carico limite di 4150 kN corrisponde, invece, un valore di $M_u = 18000$ kN m. Non essendo indicato il numero ed il diametro delle barre utilizzate per realizzare l'armatura di rinforzo del palo, non è possibile una valutazione autonoma del momento ultimo M_{ult} .

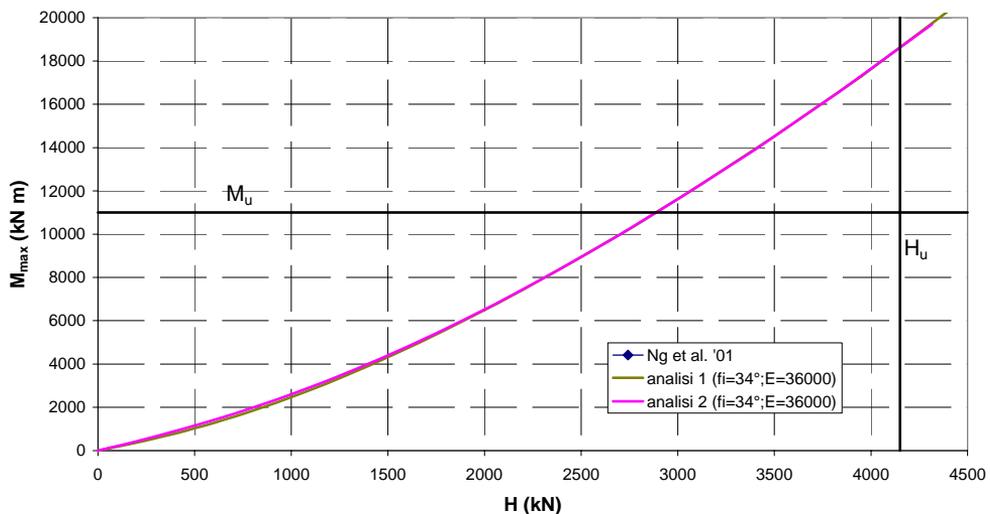


Figura 5.46. Ng et al. (2001): curve analitiche carichi – momenti massimi.

5.2.1.7 ROLLINS ET AL. (2005a)

Le prove sono state condotte nell'ambito di un programma di ricerca finalizzato alla valutazione del comportamento di pali e gruppi di pali sottoposti a carichi orizzontali in sabbie liquefatte. Per finalità di confronto, è stata indagata anche la risposta dei pali prima della liquefazione delle sabbie. I risultati in seguito riportati si riferiscono a tali prove.

In sito, sono stati sottoposti a prova un palo singolo ed isolato ed un gruppo di 9 pali, disposti secondo una configurazione 3x3. Per i risultati delle prove e delle analisi relativi al gruppo si faccia riferimento al capitolo 6.

Terreno.

La prova è stata realizzata sull'isola artificiale di *Treasure Island*, situata nella baia di San Francisco. Il terreno consiste di riporto depositatosi per sedimentazione e di sabbie autoctone fino ad una profondità di 6 m circa. La quota fa riferimento al nuovo livello del piano campagna poiché, prima di procedere alle prove, sono stati rimossi 1,2 m di terreno. Il riempimento consiste generalmente di sabbie fini sciolte o sabbie limose. Sabbia limosa e fango sono disposti al di sotto degli strati di sabbia. Le sabbie sono classificate come SP – SM secondo il sistema di classificazione USCS; il D_{50} varia fra $0,2 \div 0,3$ mm. In figura 5.47 è presentato il profilo del terreno.

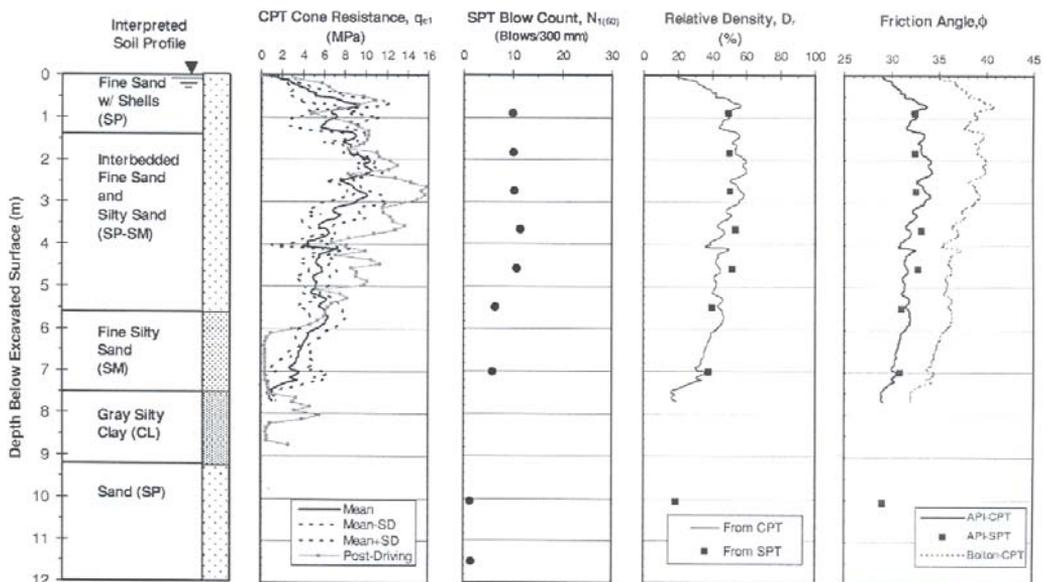


Figura 5.47. Stratigrafia e risultati delle indagini (da Rollins et al., 2005a).

Sono state realizzate diverse prove in sito, fra le quali, prove SPT, prove CPT e misure della velocità delle onde di taglio. Una prova CPT è stata realizzata al termine della battitura dei pali del gruppo, all'interno dello stesso. Mediamente, i valori di resistenza alla penetrazione q_c ottenuti con la prova CPT successiva alla battitura dei pali del gruppo sono 1,56 volte superiori a quelli ottenuti in precedenza. I risultati ottenuti con le prove SPT e CPT, prima e dopo la battitura,

sono anch'essi riportati nella figura 5.47. I valori dell' $(N_1)_{60}$ (numero di colpi normalizzati) sono pari a circa 10 nello strato di sabbie pulite e circa 7 nelle sottostanti sabbie limose. Il valore di q_{c1} (resistenza alla punta normalizzata) varia fra $6 \div 9$ MPa nello strato superiore, e $4 \div 6$ MPa in quello inferiore (si fa riferimento ai dati ottenuti a monte della realizzazione dei pali).

Durante la prova condotta sul palo singolo, la falda si trovava ad una quota di 0,5 m di profondità dal piano campagna. La prova sul gruppo di pali è stata invece condotta con la falda a 0,1 m dal piano campagna.

Caratterizzazione dei terreni.

Secondo il profilo riportato in figura 5.47, il terreno è costituito, lungo l'estensione del palo, da 4 strati: 1) sabbie fini pulite (fino a quota $z = 5,60$ m); 2) sabbie fini limose (fino a quota $7,50$ m); 3) argille grigie limose (fino a quota $9,20$ m); 4) sabbia (a quote maggiori). Gli autori forniscono i valori dei pesi dell'unità di volume adottati nelle loro analisi per gli strati citati: per gli strati sabbiosi: $\gamma' = 10,3$ kN/m³ (peso dell'unità di volume immerso) e $\gamma = 19,5$ kN/m³ (peso dell'unità di volume fuori falda). Per le argille: $\gamma' = 9,5$ kN/m³. Ai fini della risposta del palo alle azioni orizzontali lo strato significativo nella determinazione della risposta è sostanzialmente il primo.

La densità relativa delle sabbie è stata valutata dagli autori ricorrendo alle correlazioni di KULHAWY & MAYNE (1990). In riferimento al primo e più significativo strato, per le prove SPT:

$$D_r (\%) = \left[\frac{(N_1)_{60}}{40} \right]^{0,5} = \left[\frac{10,4}{40} \right]^{0,5} = 51 \quad (5.47)$$

Per le prove CPT:

$$D_r (\%) = \left[\frac{\left(\frac{q_{c1}}{p_a} \right)}{305} \right]^{0,5} = \left[\frac{\left(\frac{7500}{100} \right)}{305} \right]^{0,5} = 50 \quad (5.48)$$

Le correlazioni forniscono dunque risultati concordanti. Analogamente, per il successivo strato di sabbie limose, si è determinato $D_r = 30\%$ circa.

Al fine di confrontare questi valori di densità relativa con quelli ottenibili utilizzando altre formule o abachi di letteratura, è necessario riconvertire i valori normalizzati di N_{SPT} e q_c . Facendo riferimento ad una quota $z = 2,50$ m (circa a

metà del primo e più significativo strato sabbioso) si ottiene: σ'_v ($z = 2,5$ m) = 32 kPa. La falda è posta ad una quota di 0,5 m dal piano campagna.

Di conseguenza si ottiene:

$$N_{SPT} = (N_1)_{60} \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5} \cong 6 \quad (5.49)$$

$$q_c = q_{c1} \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5} \cong 4,2 \text{ MPa} \quad (5.50)$$

In base a questi dati, si possono ricavare i valori di densità relativa desumibili da alte correlazioni: GIBBS & HOLTZ (1957): ~ 60% (SPT); BALDI ET AL. (1982): 50 ÷ 60% (CPT); LANCELOTTA (1983): 59% (CPT). I valori risultano in buon accordo tra loro ed in discreto accordo con le determinazioni sopraccitate. Si tratta di sabbie mediamente addensate.

Meno univoca risulta la determinazione dell'angolo d'attrito. Facendo riferimento ai risultati della prova CPT, dagli abachi di ROBERTSON & CAMPANELLA (1983) si ricava $\phi = 41 \div 42^\circ$. ROLLINS ET AL. (2005) valutano invece l'angolo d'attrito in riferimento alle correlazioni dell'API (1987) e al metodo di BOLTON (1986), desumendo valori di angolo d'attrito di 33° e 38° , rispettivamente. Il valore più elevato è da loro ritenuto più attendibile.

Utilizzando i risultati delle prove SPT, e ricorrendo agli abachi di DE MELLO (1971) o VIGGIANI (1999) si ottiene un angolo d'attrito $\phi = 38 \div 39^\circ$.

Pali.

Il palo singolo è cilindrico, cavo, d'acciaio, battuto nel terreno con base aperta, fino ad una profondità di 11,5 m dal piano campagna. Il diametro esterno è di 0,324 m e lo spessore di 9,5 mm. Il palo risulta internamente riempito di terreno dalla profondità di 5,5 m in poi. La resistenza allo snervamento del tubo d'acciaio è di 404,6 kN/m². Il momento d'inerzia della sezione è $1,16 \cdot 10^8$ mm⁴, ma diviene pari a $1,43 \cdot 10^8$ mm⁴ considerando le coperture in ferro disposte per proteggere i trasduttori di deformazione, a loro volta disposti lungo il palo per la misura dei momenti flettenti.

Sulla faccia anteriore e posteriore del fusto, difatti, nella direzione del carico, sono disposte coppie di trasduttori di deformazione impermeabili a resistenza elettrica. I trasduttori sono collocati a 17 differenti profondità, ad intervalli di 0,38 m circa fino a 2,54 m di profondità, e ad intervalli di 0,76 m dopo. Un ulteriore trasduttore è stato posto vicino alla punta.

Realizzazione della prova.

Sul palo singolo, la prova è condotta a spostamenti controllati. L'attuatore è controllato mediante una servo-valvola elettromeccanica ed una pompa elettro-idraulica. Lo spostamento massimo è di 38 mm, con un incremento di carichi di 9 mm/s. Si tratta dunque di una modalità di prova in cui i carichi sono applicati molto velocemente. Gli spostamenti sono misurati con potenziometri a molle attaccati a riferimenti indipendenti. Celle di carico misurano la forza applicata. Il carico è applicato con un'eccentricità di 0,69 m.

Risultati e analisi.

Le analisi sono state condotte utilizzando, per il palo, i valori di caratteristiche geometriche e meccaniche indicate dagli autori. Per quanto riguarda le caratteristiche del terreno, le indicazioni desunte dalla realizzazione di prove CPT sono state ritenute maggiormente attendibili di quelle desunte dalle prove penetrometriche dinamiche SPT. Si è dunque attribuito al primo strato di terreno un angolo d'attrito ϕ di 41° . Sono state dunque seguite le indicazioni di ROBERTSON & CAMPANELLA (1983). Al secondo strato, la cui influenza sui risultati è contenuta, si è attribuito un angolo d'attrito $\phi = 35^\circ$. Del tutto ininfluenza, ai fini della risposta del palo alle azioni orizzontali, è risultata la caratterizzazione degli strati sottostanti.

Le analisi sono state realizzate adottando tre distinti profili di resistenza ultima del terreno: il profilo proposto da BARTON (1982) (analisi 1), il profilo proposto da BRINCH – HANSEN (1961) (analisi 2) e il profilo suggerito in FLEMING ET AL. (1985) (analisi 3).

I risultati numerici ottenuti sono posti a confronto con i dati sperimentali, in termini di curva carichi – spostamenti e carichi – momenti massimi (figure 5.48 e 5.49). Sono altresì riportati i diagrammi sperimentali dei momenti flettenti lungo l'intero fusto del palo in corrispondenza di 4 diversi livelli di carico ed in riferimento alla sola analisi 3 (figura 5.50). Per le analisi sono stati utilizzati, rispettivamente, i seguenti valori del modulo di elasticità E : $E = 12000 \text{ kN/m}^2$ (analisi 1), $E = 14000 \text{ kN/m}^2$ (analisi 2), $E = 17000 \text{ kN/m}^2$ (analisi 3). Al secondo strato è stato attribuito un valore di $E = 9000 \text{ kN/m}^2$. Variazioni del valore del modulo di Young assegnate a tale strato si sono mostrate ininfluenti.

Come si evince dalle figure, i tre tipi di analisi forniscono risultati analoghi tra loro ed in accordo con quelli sperimentali. La sostanziale coincidenza dei risultati ottenibili adottando il profilo di resistenza del terreno proposto da BARTON (1982) e da BRINCH – HANSEN (1961) motiva la scelta, adottata per il complesso delle analisi, a favore il primo dei due. A fronte di uguali risultati ottenibili, infatti, questo si presta ad una più agevole implementazione.

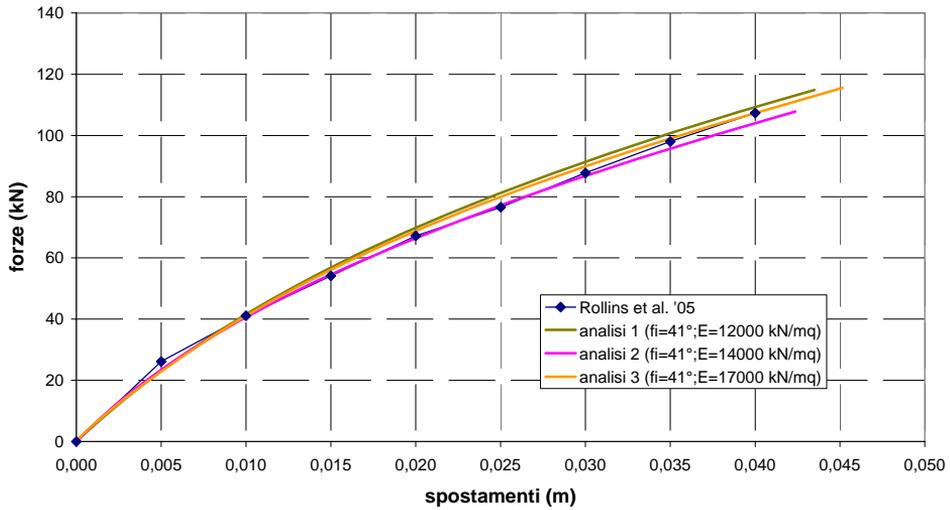


Figura 5.48. Rollins et al. (2005a): curve carichi – spostamenti.

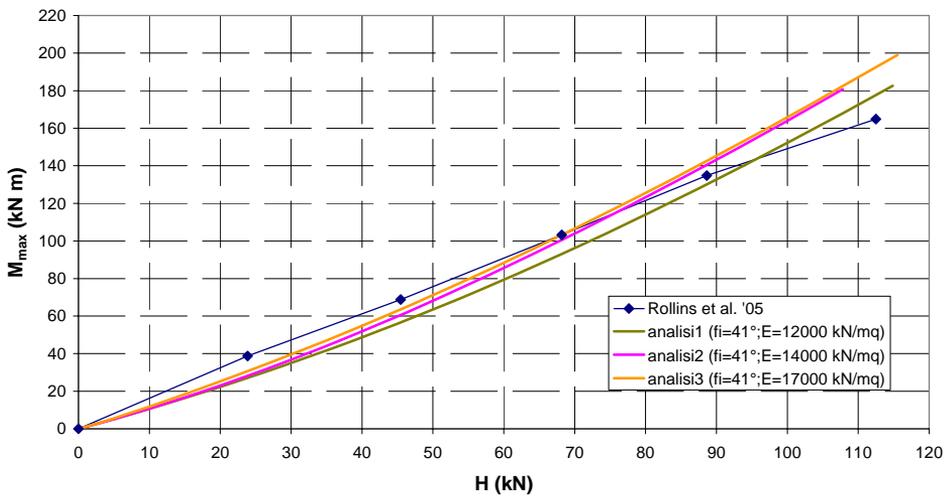


Figura 5.49. Rollins et al. (2005a): curve carichi – momenti massimi.

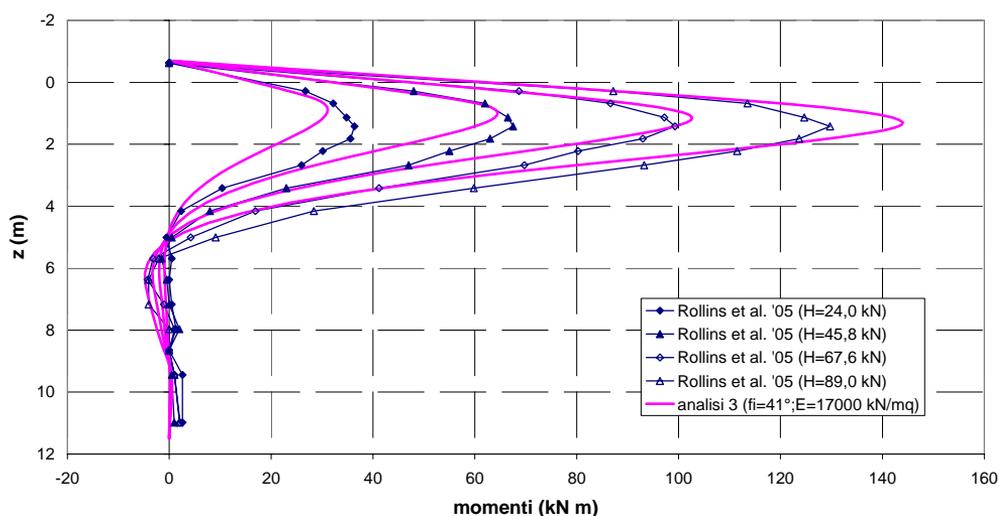


Figura 5.50. Rollins et al. (2005a): profilo dei momenti flettenti.

Carico limite.

Il carico limite H_{ult} del palo è stato desunto, in base ai dati della prova, applicando il criterio di KULHAWY & CHEN (1995). Il valore stimato è di 204 kN. Il programma di calcolo fornisce, assegnando al palo dei valori di momento di snervamento della fibra più estrema $M_y = 357$ kN m e di formazione della cerniera plastica $M_{ult} = 380$ kN m, dei valori di carico di primo snervamento $H_y = 190$ kN e un valore ultimo di rottura H_{ult} pari a 198 kN (analisi 1). Adottando il profilo della analisi 3, invece, in cui si prevede una riduzione della resistenza del terreno in corrispondenza dei primi due diametri di palo, si ottiene un valore di carico di primo snervamento $H_y = 181$ kN e un valore ultimo di rottura H_{ult} pari a 190 kN. Il carico massimo raggiunto durante la prova è di 107 kN.

5.2.1.8 McVAY ET AL. (1995)

Gli autori hanno realizzato delle prove in centrifuga su gruppi di 9 pali, disposti secondo una configurazione 3x3, in sabbie mediamente sciolte ($D_r = 33\%$) e mediamente addensate ($D_r = 55\%$). I gruppi sono stati disposti ad un interasse relativo s pari a $3D$ e ad $5D$. I risultati ottenuti in relazione al comportamento del gruppo sono riportati nel capitolo 6. Di seguito sono invece riportati i risultati ottenuti conducendo la prova su pali singoli. Tali prove sono state realizzate a fini di comparazione con la risposta dei gruppi, in sabbie con le medesime caratteristiche di addensamento. Sia il palo singolo che i pali del gruppo, difatti, hanno la testa libera di ruotare. L'accelerazione della centrifuga è di 45 g.

L'installazione dei pali, avvenuta *in volo*, è stata realizzata con la medesima accelerazione.

Terreno.

Il materiale utilizzato per le prove è la *Reid – Bedford sand*, una sabbia fine, marrone, con gli spigoli tra il subarrotondato e il subangolare. In figura 5.51 è riportata la curva granulometrica. Il peso dell'unità di volume di tale sabbia varia fra $13,59 \text{ kN/m}^3$ e $16,74 \text{ kN/m}^3$. Tali valori corrispondono ad un indice dei vuoti e di 0,91 e 0,55, rispettivamente. La preparazione del campione si è ottenuta mediante una procedura di pluviazione asciutta, attraverso tre setacci di dimensioni standardizzate.

Per le prove condotte si è fatto ricorso a due tipi di sabbie, aventi peso dell'unità di volume di $14,51 \text{ kN/m}^3$ e $15,18 \text{ kN/m}^3$, cui corrisponde una densità relativa del 33% e del 55%. L'angolo di attrito ϕ è stato misurato realizzando prove di compressione triassiale drenate; i valori ottenuti sono, rispettivamente, di 34° e 39° . La prova è eseguita in condizioni asciutte.

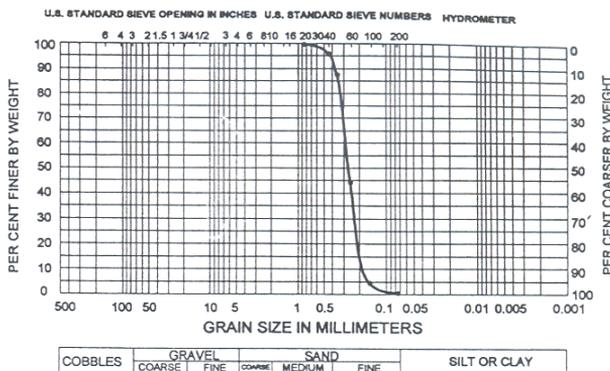


Figura 5.51. Curva granulometrica della *Reid – Bedford sand* (da McVay et al., 1995).

Pali.

I pali prototipo, modellati in centrifuga in scala 1/45, sono pali cilindrici cavi aperti alla base. Le caratteristiche geometriche e meccaniche del prototipo sono le seguenti: diametro D : 430 mm; lunghezza totale L : 13,3 m; rigidezza flessionale $E_p I_p$: $72,1 \text{ MN m}^2$. Il tipo di palo è stato scelto in modo che risultasse comparabile ai pali utilizzati da BROWN ET AL. (1988), in una sperimentazione in vera grandezza. I pali, sia quelli singoli che quelli del gruppo, sono stati spinti nel terreno, e successivamente sottoposti a prova, senza arrestare la centrifuga, ad una accelerazione di 45 g .

Il carico applicato è misurato mediante una cella di carico. Gli spostamenti laterali sono misurati mediante un trasduttore differenziale linearmente variabile (LVDT). La misurazione dei momenti flettenti non è prevista. Il punto di applicazione del carico, per il palo singolo, è posto a 2,2 m dal livello del terreno.

Risultati e analisi.

Per ciascun palo singolo sono state realizzate, in centrifuga, tre prove, i cui risultati si sono mostrati molto simili fra loro. Le analisi numeriche sono state condotte assegnando ai pali ed al terreno le caratteristiche geometriche e meccaniche indicate dagli autori. Al terreno, dunque, è stato assegnato un valore di angolo d'attrito di 34° per le sabbie mediamente sciolte e di 39° per quelle mediamente addensate. Il valore del modulo di Young E attribuito alle sabbie nelle due condizioni di addensamento è, rispettivamente, di 11500 kN/m^2 ($D_r = 33\%$) e 15500 kN/m^2 ($D_r = 55\%$).

In figura 5.52 sono riportati, a confronto, gli andamenti sperimentali e calcolati della curva carichi – spostamenti dei pali. Gli accordi sono buoni.

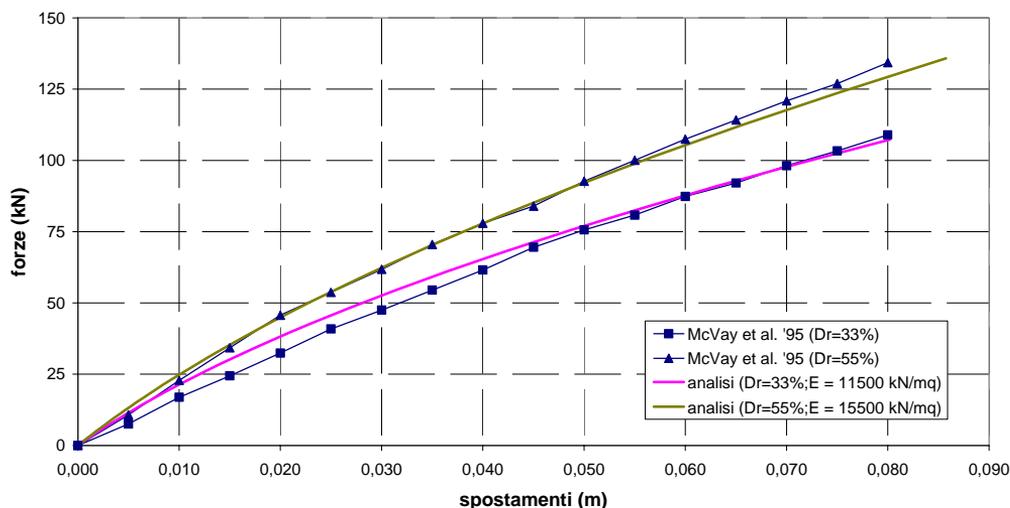


Figura 5.52. McVay et al. (1995): curve carichi – spostamenti per pali in sabbie con differente stato di addensamento.

5.2.1.9 McVAY ET AL. (1998)

Gli autori hanno realizzato delle prove in centrifuga su gruppi di pali in sabbie. I gruppi sono costituiti da 9, 12, 15, 18 e 21 pali, disposti secondo una configurazione 3×3 , 3×4 , 3×5 , 3×6 e 3×7 . Le sabbie nelle quali le prove sono state condotte sono state poste in opera nella centrifuga con due differenti stati di addensamento: la densità relativa D_r è pari al 36% nel primo caso, al 55% nel secondo. I gruppi di pali sono realizzati in modo tale da risultare impediti di ruotare in testa. Sui risultati ottenuti sui gruppi di pali si dirà al capitolo 6. Di seguito si riportano, invece, i risultati ottenuti realizzando le prove su pali singoli, liberi di

ruotare in testa, in sabbie aventi le stesse caratteristiche di addensamento. L'accelerazione della centrifuga è di 45 g.

Terreno.

La sabbia utilizzata nelle prove è definita *sabbia mista*, in quanto miscela di differenti tipologie di sabbia provenienti da una miniera, in Florida. La curva granulometrica ottenuta è tale da risultare il più simile possibile alla *Reid – Bedford sand*, utilizzata in sperimentazioni precedenti (McVAY ET AL., 1994; 1995). In figura 5.53 è riportata la curva granulometria della *Reid – Bedford sand* e della *sabbia mista* utilizzata dagli autori.

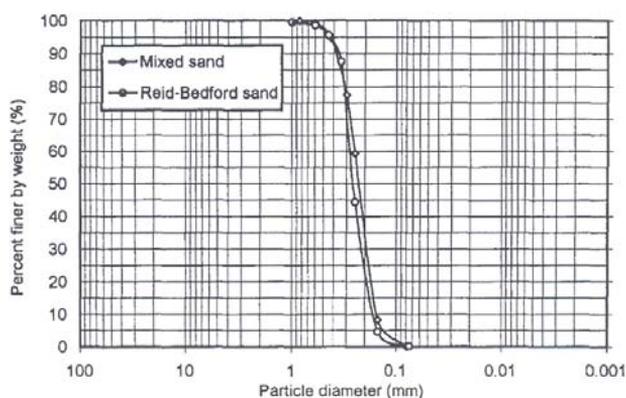


Figura 5.53. Curve granulometriche della *Reid – Bedford sand* e della *sabbia mista* (da McVay et al., 1998).

Le prove in laboratorio realizzate sulla *sabbia mista* hanno determinato i valori minimi e massimi di indice dei vuoti e (0,671 e 0,957) e del peso dell'unità di volume γ (13,28 e 15,56 kN/m³). Il coefficiente di uniformità è di 1,7. Prove di compressione triassiale drenata, realizzate con una pressione di confinamento costante e pari a 103,5 kPa, hanno fornito i valori dell'angolo di attrito della sabbia al variare del peso dell'unità di volume. In figura 5.54 sono riportati i risultati ottenuti, nuovamente posti a confronto con i valori della *Reid – Bedford sand*.

Per realizzare il campione la sabbia è stata fatta precipitare nel contenitore passando attraverso 3 setacci. La differente altezza di caduta ha generato differenti valori di densità relativa D_r . Le due densità utilizzate nelle prove sono del 55% (sabbia medio densa, cui corrisponde un peso dell'unità di volume $\gamma = 14,50$ kN/m³) e del 36% (sabbia mediamente sciolta, $\gamma = 14,05$ kN/m³). In base al grafico di figura 5.54, i corrispondenti valori dell'angolo d'attrito ϕ sono pari a 37,5° e 34,5°. La prova è eseguita in condizioni asciutte.

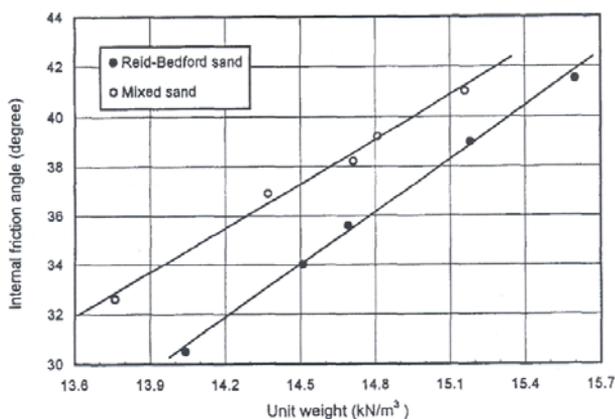


Figura 5.54. Valori dell'angolo d'attrito della *Reid – Bedford sand* e della *sabbia mista* (da McVay et al., 1998).

Pali.

I pali sono quadrati, massivi, in alluminio. La larghezza del palo modello è di 9,525 mm, la lunghezza è di 304,8 mm. La scala della centrifuga è di 1/45, conseguentemente il palo prototipo ha un lato di 429 mm ed una lunghezza di 13,72 m.

I pali, sia quelli singoli sia quelli costituenti i gruppi, sono stati installati nel terreno grazie a 4 pistoni idraulici, ad una accelerazione della centrifuga di 45 g. I pali dei gruppi sono stati inseriti nel terreno contemporaneamente. I carichi orizzontali sono stati applicati mediante un pistone ad aria la cui azione massima esercitabile è di 10,84 MN (scala del prototipo). Il carico totale applicato è misurato da una cella di carico; lo spostamento laterale determinato mediante un trasformatore differenziale linearmente variabile.

L'eccentricità nell'applicazione del carico per il palo singolo in sabbie mediamente sciolte è di 2,54 m. Non è esplicitamente riportato il valore di eccentricità adottato per il palo in sabbie mediamente dense.

Le prove condotte sul palo singolo sono con la testa libera di ruotare. Al fine di verificare la ripetibilità dei risultati, le prove sul palo singolo sono state realizzate due volte. I risultati ottenuti sono confrontabili tra loro.

Risultati e analisi.

Nelle analisi numeriche sono state assegnate ai pali le dimensioni del palo prototipo. Il valore di rigidità flessionale, non indicato dagli autori nel testo, è stato determinato attribuendo all'alluminio un modulo di elasticità $E = 75 \text{ GPa}$. Conseguentemente, il valore di $E_p I_p$ del palo è risultato pari a $2,11 \cdot 10^5 \text{ kN m}^2$. Per il terreno si sono utilizzati, nelle analisi, i valori di angolo d'attrito desunti dalla figura 5.54: $\phi = 34,5^\circ$ e $\phi = 37,5^\circ$, rispettivamente, per le sabbie mediamente sciolte e mediamente dense. I valori del modulo elastico assegnati sono pari, nei due casi, a 2200 kN/m^2 e 5000 kN/m^2 .

Sono riportate di seguito (figura 5.55) le curve carico – spostamenti ottenute sperimentalmente per i due pali, poste a confronto con quelle ottenute mediante l’analisi numerica. Il palo singolo in sabbia mediamente addensata presenta una resistenza laterale del 41% superiore a quella esibita in sabbia mediamente sciolta.

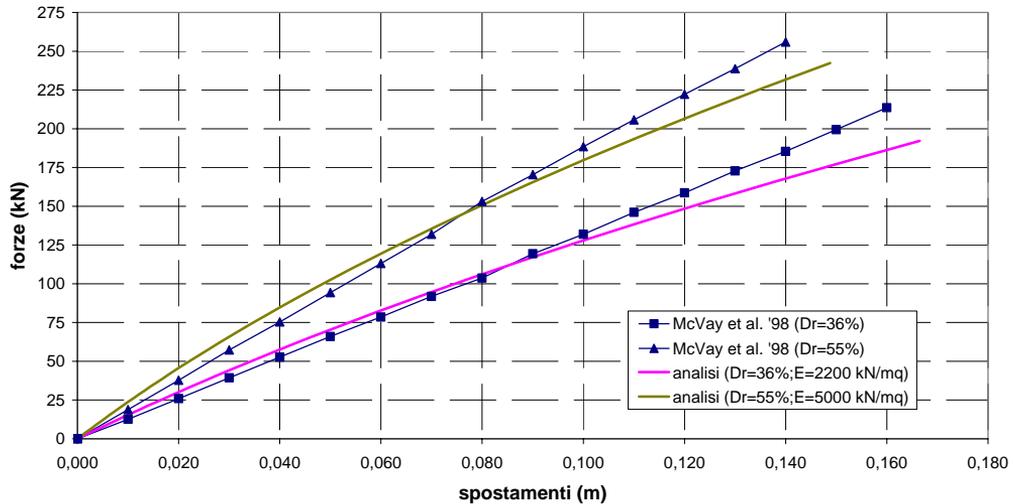


Figura 5.55. McVay et al. (1998): curve carichi – spostamenti per pali in sabbie con differente stato di addensamento.

5.2.1.10 REMAUD ET AL. (1998)

Le prove sono state realizzate in centrifuga, ad un’accelerazione di 40 g, su pali modello. I risultati della prova condotta su palo singolo sono stati posti a confronto con quelli ottenuti su tre coppie di pali, poste ad interasse di 2D, 4D, 6D. A differenza delle prove in centrifuga realizzate da McVAY ET AL. (1995, 1998), l’infissione dei pali non avviene *in volo*. La sabbia è depositata per pluviazione attorno ai pali, già disposti all’interno del contenitore. Gli autori, riconoscendo che la tecnica di introduzione dei pali nel terreno influisce sui valori di resistenza offerti dallo stesso in una prova in centrifuga, ritengono di dover limitare la validità dei risultati ottenuti a pali prototipo realizzati come pali trivellati. Si dà conto di seguito dei risultati ottenuti sul palo singolo. Su quelli relativi alle coppie di pali, si veda il capitolo 6.

Terreno.

Il materiale utilizzato per le prove in centrifuga è la sabbia fine di *Fontainebleu*. La sabbia è depositata per pluviazione attorno ai pali, già disposti all'interno del contenitore. La sabbia è costituita da una massa di proprietà omogenee, con un peso dell'unità di volume $\gamma = 16,3 \text{ kN/m}^3$ e una densità relativa $D_r = 89\%$.

Nelle analisi a ritroso svolte dagli autori utilizzando metodi alle curve $p - y$, è stato utilizzato un angolo d'attrito $\phi = 40^\circ$.

Pali.

I pali sono cilindrici, cavi, in alluminio. Il diametro esterno del palo modello è di 18 mm, lo spessore di 1,5 mm, la lunghezza totale di 380 mm. Poiché la prova è realizzata con un'accelerazione di 40 g, il palo modello corrisponde ad un palo prototipo con diametro $D = 720 \text{ mm}$ e spessore $s = 60 \text{ mm}$. La porzione di palo immersa nel terreno è pari a 12 m, la rigidezza flessionale è pari a 514 MN m^2 . Il palo è classificato come flessibile.

Il palo modello è strumentato mediante 20 coppie di trasduttori, posti ogni 15 mm (60 cm nel prototipo) lungo il fusto del palo. La prima coppia di trasduttori è posta in corrispondenza del piano campagna; l'ultima ad una quota di 285 mm (11,4 m alla scala del prototipo).

Procedura di prova.

La prova è realizzata con la testa del palo libera di ruotare. Il carico laterale sul palo è generato mediante un'attuatore idraulico, ed è applicato con un'eccentricità di 40 mm (1,6 m alla scala del prototipo). Gli spostamenti della testa del palo sono misurati mediante una coppia di trasduttori di spostamenti, posti ad una quota, rispettivamente, di 20 mm e 65 mm. Il carico è applicato con incrementi successivi di carico (circa 20) di 80 N ciascuno. Per evitare la rottura dei pali, il carico è stato arrestato quando il momento flettente raggiunge il valore di 45 N m.

Risultati e analisi.

Le caratteristiche geometriche e meccaniche del palo utilizzate nelle analisi sono quelle indicate dagli autori. Alla sabbia è stato assegnato un valore di angolo d'attrito ϕ di 40° ; si tratta del medesimo valore adottato dagli autori per realizzare le proprie analisi a ritroso (con il metodo delle curve $p - y$). Il modulo di elasticità E è posto pari a 28000 kN/m^2 .

Di seguito sono riportate le curve carico - spostamenti e carico - momenti massimi (figure 5.56 e 5.57) ottenute in laboratorio, poste a confronto con quelle ottenibili con le analisi. L'accordo è ottimo. Sono altresì riportati i profili del momento flettente agente lungo il fusto del palo in corrispondenza di 4 differenti livelli di carico (figura 5.58). L'accordo con i dati sperimentali cresce al crescere del carico. Per bassi valori della forza agente, il dato analitico tende a sottostimare, in maniera contenuta, il valore sperimentale.

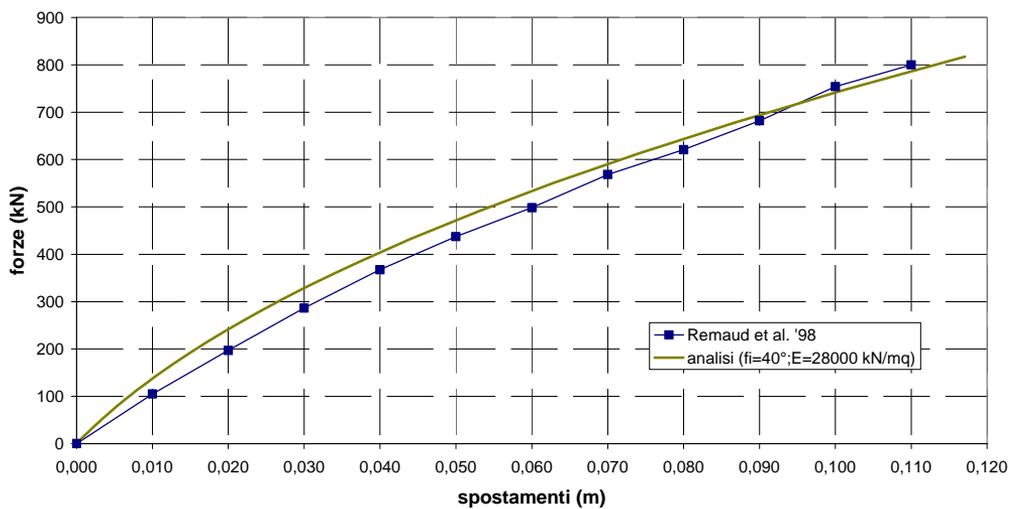


Figura 5.56. Remaud et al. (1998): curve carichi – spostamenti.

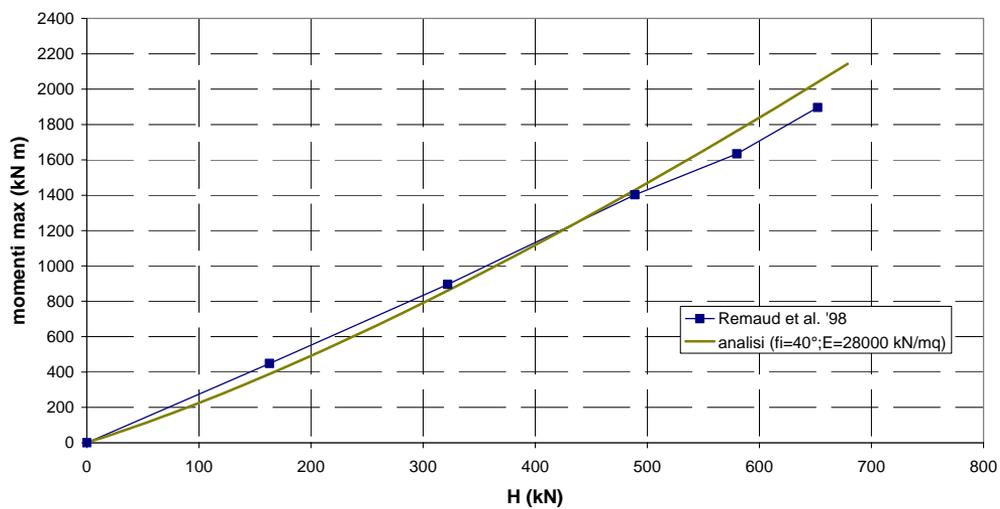


Figura 5.57. Remaud et al. (1998): curve carichi – momenti massimi.

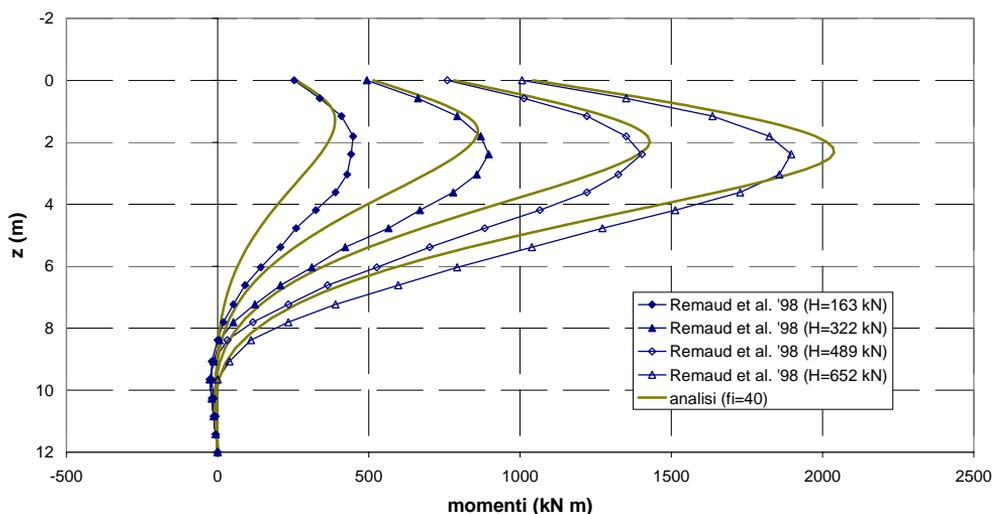


Figura 5.58. Remaud et al. (1998): profilo dei momenti flettenti.

5.2.1.11 COX ET AL. (1974) (tratto da REESE & VAN IMPE, 2001)

Gli autori hanno realizzato prove di carico su palo singolo tanto di tipo statico quanto dinamico. Si fa riferimento al primo tipo di prova. Le prove sono state realizzate in Texas.

Terreno.

Il terreno è costituito da sabbia fine, con granulometria uniforme; l'angolo d'attrito ϕ è pari a 39° e la densità relativa D_r è del 90%. Il peso dell'unità di volume immerso è pari a $10,4 \text{ kN/m}^3$. La falda si trova ad una quota di 150 mm al di sotto della superficie del piano campagna.

Palo.

Il palo sottoposto a prova statica è un palo cilindrico, cavo, in acciaio. È un palo battuto con base aperta, con un diametro $D = 610 \text{ mm}$ ed ha una lunghezza di 21 m. Prima di procedere all'installazione, sono state determinate, con un'apposita calibrazione, le proprietà meccaniche del palo: momento d'inerzia $I_p = 8,0845 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$; rigidità flessionale $E_p I_p = 163000 \text{ kN m}^2$; momento di snervamento $M_y = 640 \text{ kN m}$; momento ultimo $M_{ult} = 828 \text{ kN m}$.

Il palo è strumentato internamente, mediante trasduttori di deformazione a resistenza elettrica, per la misurazione dei momenti. Il carico è applicato con un'eccentricità di 0,305 m dal piano campagna.

Risultati e analisi.

Le analisi realizzate con il programma di calcolo utilizzano i parametri geometrici e meccanici di palo e terreno forniti dagli autori. Al terreno è dunque attribuito un angolo d'attrito ϕ pari a 39° .

Le analisi condotte su sono di due tipi. Nel primo caso (analisi 1) il profilo di resistenza del terreno adottato è quello suggerito da BARTON (1982). Nel secondo caso (analisi 2) si adotta il profilo desunto in base alle indicazioni contenute in FLEMING ET AL. (1985).

Il valore del modulo di elasticità E è posto pari, nella prima analisi, a 14000 kN/m^2 . Con il profilo di resistenze alla FLEMING ET AL. (1985) si è attribuito ad E un valore di 20000 kN/m^2 . Di seguito sono riportate le curve carico – spostamenti e carico – momento massimo ottenute sperimentalmente, poste a confronto con le relative curve ottenute con il programma di calcolo (figure 5.59 e 5.60). E' altresì riportato il profilo dei momenti flettenti agenti lungo il fusto del palo in corrispondenza di una forza orizzontale agente di 210 kN (figura 5.61).

Entrambe le analisi riescono a riprodurre in maniera ottimale la curva carico – spostamenti. L'analisi numerica del primo tipo tende a sottostimare, limitatamente, il valore del momento massimo agente lungo il fusto del palo. Ottima, invece, è la sovrapposizione ottenuta mediante il profilo delle resistenze del terreno adottato nell'analisi 2. Considerazioni analoghe, evidentemente, riguardano il profilo del momento flettente corrispondente ad una forza esterna $H = 210 \text{ kN}$.

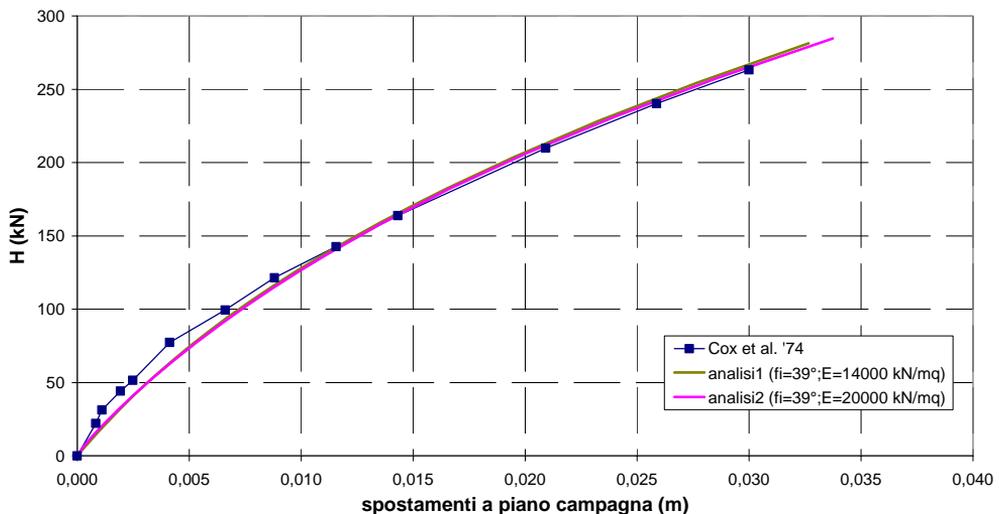


Figura 5.59. Cox et al. (1974): curve carichi – spostamenti.

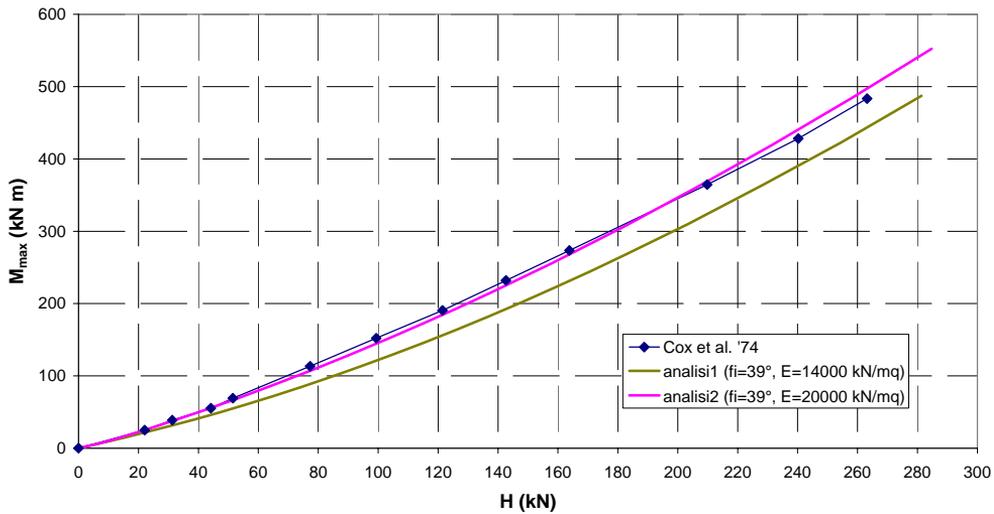


Figura 5.60. Cox et al. (1974): curve carichi – momenti massimi.

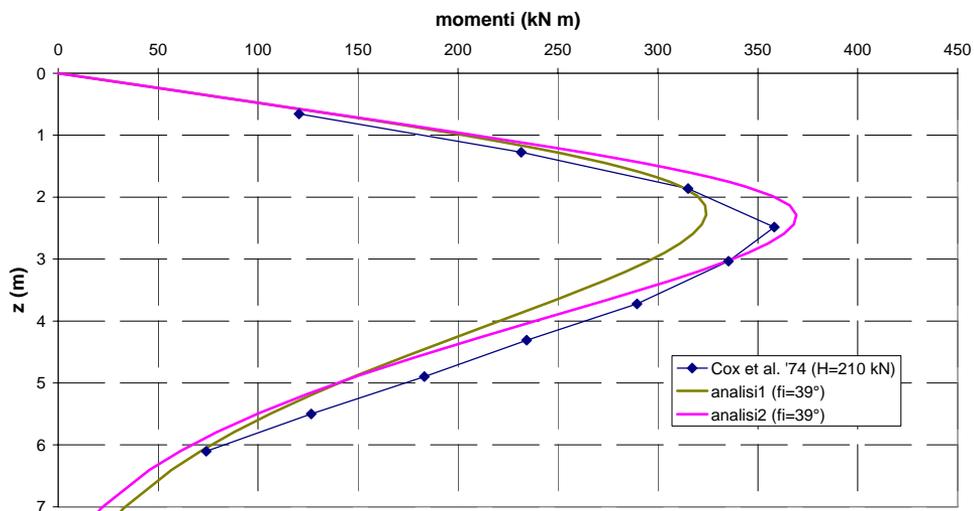


Figura 5.61. Cox et al. (1974): profilo dei momenti flettenti.

Carico limite.

Il carico limite H_{ult} del palo, desumibile in base ai dati della prova applicando il criterio di KULHAWY & CHEN (1995), ha un valore di 408 kN. Il programma di calcolo fornisce, assegnando al palo dei valori di momento di snervamento della fibra più estrema $M_y = 640$ kN m e di formazione della cerniera plastica $M_{ult} = 828$ kN m, valori di carico di primo snervamento $H_y = 341$ kN e un valore ultimo di rottura H_{ult} pari a 409 kN (analisi 1). Nell'analisi del secondo tipo, in cui si prevede

una riduzione della resistenza del terreno in corrispondenza dei primi due diametri di palo, si ottiene un valore di carico di primo snervamento $H_y = 316$ kN e un valore ultimo di rottura H_{ult} pari a 382 kN. Il carico massimo raggiunto durante la prova è di 263 kN.

5.2.1.12 PRICE & WARDLE (1987) (tratto da REESE & VAN IMPE, 2001)

Terreno.

Le caratteristiche del terreno sono riportate, così come dedotte dagli autori della prova, nella tabella 5.11. Il terreno risulta costituito dalla successione di quattro strati (esclusi i primi 30 cm di riporto): 1) ghiaia sabbiosa densa fino a 3,5 m di profondità; 2) sabbia grossa e ghiaia fino a 6,5 m di profondità; 3) arenaria debolmente cementata, fino a 9,5 m; 4) arenaria altamente alterata fino alla base del palo. Per ciascuno degli strati, è riportato il numero medio di colpi della prova SPT, il peso dell'unità di volume, il valore dell'angolo d'attrito.

Depth m	Description	N_{SPT}	Unit weight kN/m ³	Friction angle degrees
0-0.36	Fill	18	—	—
0.36-3.5	Dense sandy gravel	≈65	21.5	43
3.5-6.5	Coarse sand and gravel	30	9.7	37
6.5-9.5	Weakly cemented sandstone	≈61	11.7	43
9.5-	Highly weathered sandstone	≈140	—	—

Tabella 5.11. Stratigrafia e proprietà del terreno relativi alla prova di Price & Wardle, 1987 (da Reese & Van Impe, 2001).

Palo.

Il palo è un palo trivellato, caratterizzato da un diametro di 1,5 m ed una lunghezza di 12,5 m. L'armatura consiste in 36 barre circolari, del diametro di 50 mm, disposte lungo una circonferenza interna dal diametro di 1,3 m. La tensione di snervamento dell'acciaio delle armature è di 425 N/mm²; la resistenza allo schiacciamento di un provino cubico di calcestruzzo è di 49,75 N/mm². In base a questi dati, il valore di momento flettente M_{ult} in corrispondenza del quale si forma una cerniera plastica nel palo è stato valutato pari a $M_{ult} = 15900$ kN m. Questo

valore corrisponde ad una deformazione del calcestruzzo dello 0,3%, in corrispondenza della quale si ritiene si verifichi la rottura del calcestruzzo.

I pali sono stati strumentati per la lettura dei momenti flettenti. La forza è applicata con un'eccentricità di 0,9 m dal piano campagna. Ciascun livello di carico è stato mantenuto costante fintantoché lo spostamento misurato non risultasse inferiore a 0,05 mm ogni 30 minuti.

Risultati e analisi.

Al fine di realizzare le analisi numeriche è stato necessario determinare, in primo luogo, la rigidità flessionale $E_p I_p$ del palo. A partire dal valore di resistenza a compressione R_{ck} del calcestruzzo ($R_{ck} = 49,75 \text{ MN/m}^2$) si è stimato il modulo di elasticità del materiale utilizzando la relazione empirica:

$$E_{cls} = 5700\sqrt{R_{ck}} = 40200 \text{ MPa} = 40,2 \text{ GPa} \quad (5.51)$$

Trascurando il contributo dell'armatura, la rigidità flessionale $E_p I_p$ si è stimata in $9,99 \cdot 10^6 \text{ kN m}^2$.

Agli strati di terreno sono stati attribuiti i valori di angolo d'attrito determinati dagli autori. Il valore del modulo di elasticità assegnato al primo strato è pari a 75000 kN/m^2 ; al successivo si è assegnato $E = 45000 \text{ kN/m}^2$.

Nelle figure 5.62 e 5.63 sono poste a confronto le curve carico – spostamento e le curve carico – momenti massimi ottenute sperimentalmente ed analiticamente. Le analisi numeriche sono due: la prima è stata realizzata assegnando al palo la rigidità flessionale $E_p I_p$ stimata, pari a $9,99 \cdot 10^6 \text{ kN m}^2$; la seconda assegnando ad $E_p I_p$ un valore ridotto, pari a $2,50 \cdot 10^6 \text{ kN m}^2$, che tenga conto di un possibile innesco di un fenomeno di fessurazione del calcestruzzo anche a bassi valori di carico.

Dalle figure si osserva come l'analisi 1 riesca a seguire le curve sperimentali, sia in termini di spostamento sia in termini di momenti, fino ad un carico di 700 kN circa; in seguito, l'analisi 1 sottostima gli spostamenti. Ipotizzando un valore di rigidità flessionale ridotto (analisi 2), l'accordo, in termini di spostamenti, migliora sensibilmente. Il valore di rigidità flessionale del palo non condiziona la risposta in termini di momenti flettenti massimi.

Analoga influenza del valore di $E_p I_p$ sulla curva carichi – spostamenti sono stati osservati nei casi di HUANG ET AL. (2001; paragrafo 5.2.1.5) e NG ET AL. (2001; paragrafo 5.2.1.6).

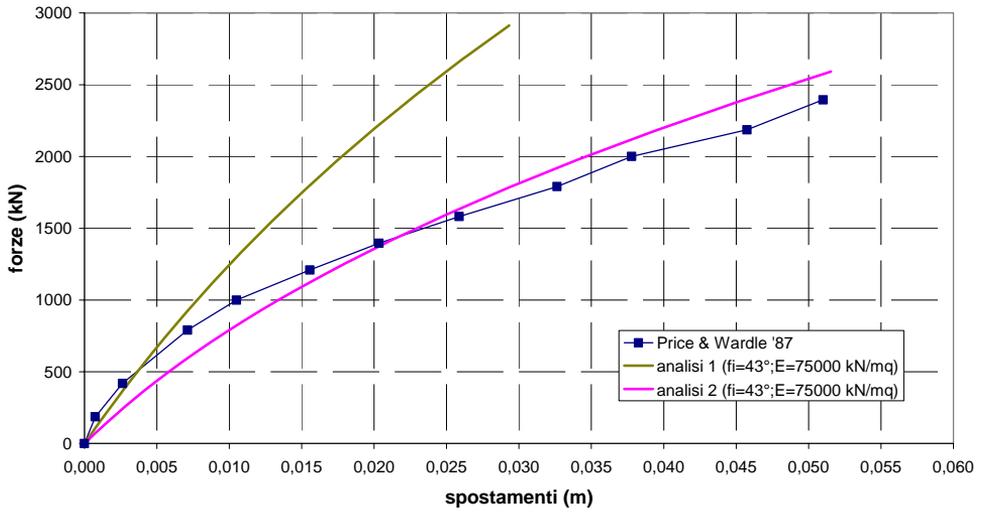


Figura 5.62. Price & Wardle (1987): curve carichi – spostamenti.

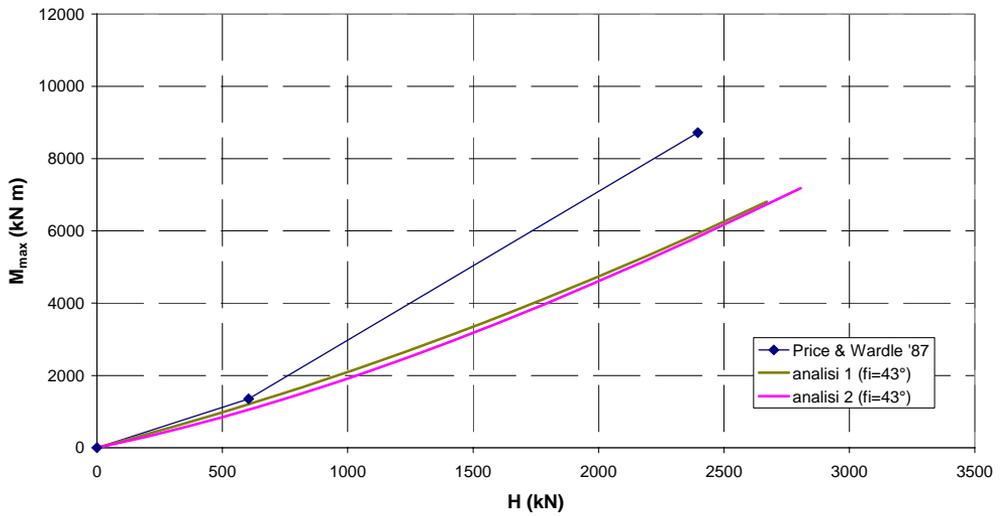


Figura 5.63. Price & Wardle (1987): curve carichi – momenti massimi.

5.2.2 CASI SPERIMENTALI: TERRENI COESIVI

In questo paragrafo sono esposte le analisi a ritroso delle prove di carico su palo singolo realizzate in terreni coesivi (argille e limi). In presenza di terreni stratificati, l'appartenenza del caso sperimentale all'ambito delle prove realizzate in terreni coesivi è dettata dalle caratteristiche del primo strato di terreno. Questo, difatti, è il più significativo ai fini della determinazione della risposta del palo soggetto a carichi orizzontali.

I sottoparagrafi che vanno dal 5.2.2.1 al 5.2.2.9 si riferiscono a prove condotte su pali in vera grandezza. Il sottoparagrafo 5.2.2.10 si riferisce a prove realizzate in centrifuga. I sottoparagrafi dal 5.2.2.11 al 5.2.2.16 si riferiscono, nuovamente, a prove realizzate su pali in vera grandezza; le informazioni sulle caratteristiche dei terreni, dei pali e sulle modalità di realizzazione della prova sono stati rinvenuti in maniera indiretta. I casi sono descritti, in forma ben documentata, in REESE & VAN IMPE (2001).

5.2.2.1 REESE & WELCH (1975)

Gli autori hanno realizzato, in Texas, una prova di carico orizzontale su un palo trivellato in argille dure, al fine di individuare gli andamenti delle curve $p - y$ al variare della profondità, sia in riferimento a carichi statici sia in riferimento a carichi ciclici. La prova presentata di seguito è stata illustrata e analizzata anche in REESE & VAN IMPE (2001).

Terreno.

Lo strato più superficiale di terreno, nell'area di realizzazione della prova, è di età pleistocenica ed è noto come argilla di *Beaumont*. La stratigrafia è riportata in figura 5.64. Il terreno consiste di argille rosse da dure a molto dure, fino ad una quota di 28 ft (8,5 m). Seguono 2 ft (0,6 m) di piccoli strati alternati di limo ed argilla, disposti al di sopra di un ulteriore strato di argilla limosa marrone molto dura, fino ad una quota di 42 ft (12,8 m). Il livello della falda è stato rinvenuto, al momento di realizzazione delle prove, a 18 ft (5,5 m) di profondità.

Su campioni di terreno indisturbati sono state condotte, in laboratorio, numerose prove di compressione triassiale non consolidate non drenate, nelle quali la pressione di confinamento è stata posta pari alle tensioni efficaci geostatiche agenti in sito. Le prove sono state realizzate con un procedimento a deformazione controllata. Molti provini sono stati sottoposti a carichi ciclici. E' stato inoltre investigato l'effetto dell'orientamento dei provini sulla determinazione delle proprietà del terreno, prelevando campioni disposti, in sito, sia con giacitura orizzontale sia con giacitura verticale; non sono state riscontrate, tuttavia,

significative differenze nella risposta, il che ha portato a concludere che non vi sia anisotropia nel comportamento delle argille indagate.

I valori di coesione non drenata c_u ottenuti mediante le prove di laboratorio sono riportati in figura 5.64, assieme all'andamento del contenuto d'acqua con la profondità (linea a tratto scuro). Nei primi 20 ft (6,1 m), corrispondenti alle quote più significative ai fini della determinazione della risposta del palo alle sollecitazioni orizzontali, si riscontra un'ampia dispersione dei dati, causata probabilmente dalla presenza di una struttura secondaria. Non si osserva una dipendenza definita di c_u con la profondità. Nei primi 20 ft di profondità, il valore medio della coesione non drenata c_u è pari a circa 110 kN/m^2 .

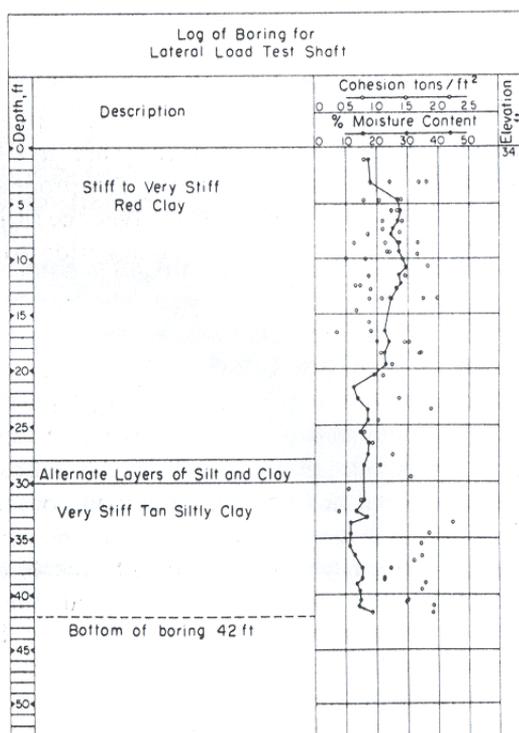


Figura 5.64. Stratigrafia e risultati delle indagini (da Reese & Welch, 1975).

A partire dalle prove di compressione gli autori hanno altresì determinato l'andamento del modulo di rigidezza secante E_s del terreno, ottenuto dalla curva tensioni – deformazioni in corrispondenza del 50% della tensione principale massima. L'andamento di tali valori è riportato in figura 5.65. Nuovamente, si osserva un'ampia dispersione dei dati.

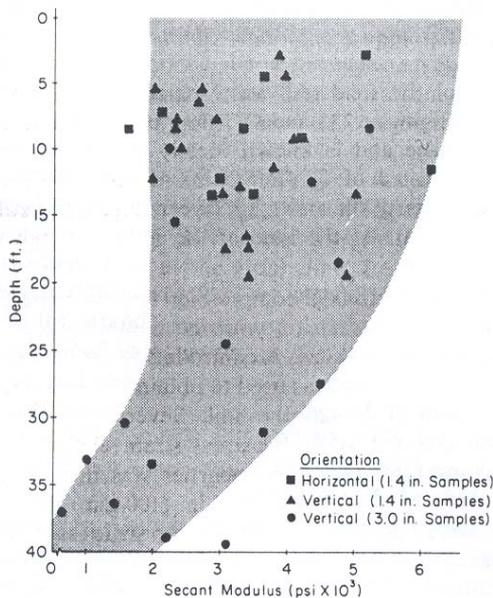


Figura 5.65. Modulo di rigidezza secante al variare della profondità (da Reese & Welch, 1975).

Palo.

Il palo sottoposto a prova è un palo trivellato. Per la sua messa in opera è stato realizzato un foro, del diametro di 30 in (762 mm), fino ad una profondità di 42 ft (12,8 m) al di sotto del piano campagna. Prima del getto, è stata disposta la strumentazione e l'armatura del palo. Si è quindi provveduto al getto di calcestruzzo, mediante un tubo getto. Con l'ausilio di una cassaforma cilindrica, il fusto del palo è stato poi esteso di 2 ft (0,6 m) al di sopra del piano campagna; la lunghezza totale del palo è dunque di 44 ft (13,4 m).

L'armatura è costituita da 20 barre dal diametro di 44,5 mm; sono disposte lungo una circonferenza dal diametro pari a 610 mm. La resistenza a compressione del calcestruzzo è di 24,8 MPa, la resistenza allo snervamento dell'acciaio è di 276 MPa. Il valore del momento flettente M_{ult} in corrispondenza del quale si forma la cerniera plastica nel palo è valutato pari a 2030 kN m (REESE & VAN IMPE, 2001).

La colonna strumentata disposta all'interno del palo è costituita da un tubo cilindrico in acciaio, caratterizzato da un diametro esterno di 10,75 in (273 mm) ed uno spessore di 0,25 in (6,35 mm). Lo spessore del tubo è stato prescelto di modo che la rigidezza flessionale della colonna strumentata risultasse pressoché uguale a quella della porzione di calcestruzzo da essa rimpiazzata. Sul tubo strumentato sono stati applicati, a varie quote, dei trasduttori di deformazione, al fine di misurare i momenti flettenti. I trasduttori sono stati disposti con un interasse di 15 in (381 mm) per i primi due terzi di pali, e ad un interasse di 30 in (762 mm) per la restante porzione.

Per definire esattamente il valore della rigidezza flessionale $E_p I_p$ del palo, al termine della realizzazione della prova, il terreno è stato rimosso fino ad una quota di 20 ft (6,1 m) ed il palo ispezionato. Sono state rinvenute delle fessure nel calcestruzzo alla quota di 8 ft (2,4 m) dal lato compresso e alla quota di 11 ft (3,4 m) dal lato teso del palo. Il calcestruzzo contenuto all'interno dell'armatura, tuttavia, è apparso integro. Si è quindi proceduto a caricare il palo come una mensola e a misurare le deformazioni indotte nel palo mediante i trasduttori. Il valore di rigidezza flessionale $E_p I_p$ è risultato variabile sia con la profondità che con il valore forza applicata. Il valore della rigidezza flessionale iniziale, al variare della profondità, è riportato in figura 5.66. Un valore medio di rigidezza flessionale $E_p I_p$ lungo il fusto è stato invece definito in funzione del livello di sollecitazione e della curvatura, secondo la relazione:

$$E_p I_p = \frac{M}{\varphi} \tag{5.52}$$

in cui M è il momento flettente presente in corrispondenza di ciascun trasduttore di spostamento, ottenuto moltiplicando la forza H agente in testa per la distanza che intercorre tra il suo punto d'applicazione e il trasduttore, φ è la curvatura del palo, misurata in base alle indicazioni dei trasduttori. L'andamento di $E_p I_p$, in un diagramma $M - \varphi$, è riportato in figura 5.67.

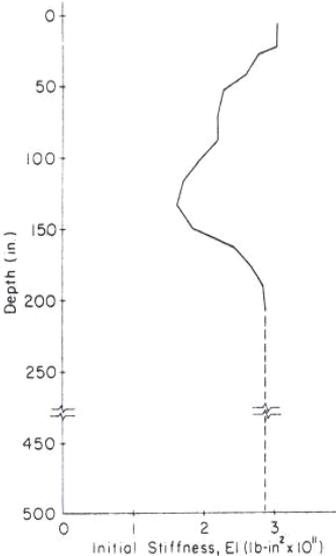


Figura 5.66. Rigidezza flessionale del palo al variare della profondità (da Reese & Welch, 1975).

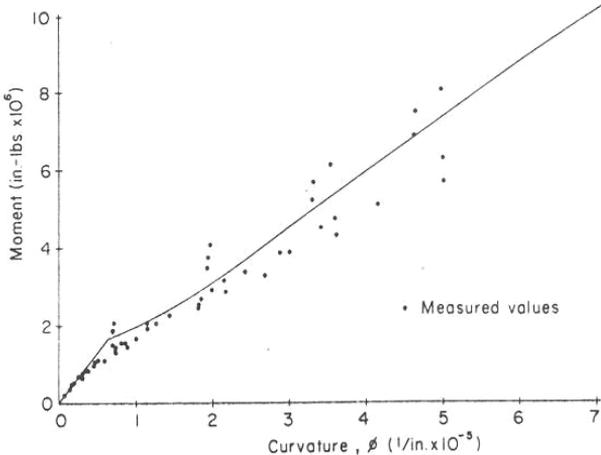


Figura 5.67. Andamento della rigidezza flessionale del palo al crescere della curvatura (da Reese & Welch, 1975).

Realizzazione della prova.

Il carico applicato al palo è misurato, contemporaneamente, con una cella di carico, disposta fra il martinetto e la struttura di contrasto, e con un trasduttore di pressione, connesso al martinetto. Per la misura degli spostamenti della testa del palo si è fatto ricorso ad un potenziometro lineare e ad un misuratore centesimale; è stata effettuata anche la misura delle rotazioni della testa del palo.

Il carico è applicato alla testa del palo in prossimità del piano campagna ($e = 0,076$ m); i valori sono pari a 10 ton, 20 ton, 30 ton, 40 ton e 50 ton (89 kN, 178 kN, 267 kN, 356 kN e 445 kN). Per ogni incremento, è prevista una oscillazione (scarico di 10 ton e successivo ritorno al valore originario) finché gli spostamenti della testa del palo non presentano ulteriori incrementi o finché non si raggiunge un numero massimo di cicli pari a 20. Gli incrementi di carico, da un passo al successivo, sono ritenuti sufficientemente grandi (10 ton) da assumere che le azioni cicliche del passo precedente non influenzino la risposta del sistema palo – terreno al successivo incremento (REESE & VAN IMPE, 2001). Con la medesima prova, dunque, si è ottenuta una risposta del palo ai carichi statici ed ai carichi ciclici.

Risultati e analisi.

Di seguito sono riportati, a confronto, i risultati sperimentali ottenuti dagli autori (in riferimento alla prova statica) ed i risultati ottenuti con il programma di calcolo. Nell'analisi numerica è stato assegnato al palo un valore di rigidezza flessionale $E_p I_p$ media durante la prova pari a $4,14 \cdot 10^5$ kN m². Il valore prescelto, determinato in base agli andamenti della rigidezza flessionale riportati in figura 5.67, è in accordo con quello indicato da REESE & VAN IMPE (2001) ($E_p I_p = 4,0 \cdot 10^5$ kN m²). Al terreno è stato assegnato il valore di coesione non drenata c_u medio corrispondente ai primi 20 ft (6,1 m) di profondità; si è dunque posto $c_u = 113$ kPa. Il modulo di elasticità E del terreno è stato fissato pari a 130000 kN/m². Il profilo di resistenza adottato è quello relativo alle argille *consistenti*.

Sono riportate la curva carichi – spostamenti in testa, la curva carichi – rotazioni in testa e la curva carichi – momenti flettenti massimi (figure 5.68 – 5.70). Gli andamenti degli spostamenti e delle rotazioni della testa del palo osservati sperimentalmente sono ben riprodotti dalle analisi numeriche. In relazione ai momenti flettenti, invece, i valori calcolati sovrastimano quelli misurati.

Il momento flettente massimo misurato durante la prova ($M = 618$ kN m) è notevolmente più piccolo del valore di momento ultimo attribuito al palo ($M_{ult} = 2030$ kN m). Il carico massimo raggiunto durante la prova, pari a 445 kN, è invece molto vicino al carico di rottura del palo. Quest'ultimo, estrapolato dai dati sperimentali ricorrendo al metodo dell'iperbole di KULHAWY & CHEN (1995), risulta pari a 541 kN. Il livello di carico raggiunto è dunque pari a $0,82 H_{lim}$, mentre il momento massimo misurato è pari a $0,30 M_{ult}$. Poiché il meccanismo di rottura del palo in questione è quello di palo *lungo* (rottura per formazione della cerniera

plastica nel palo, BROMS, 1964a), si può ritenere che la misurazione dei momenti, in sito, sia sottostimata.

Secondo le analisi numeriche, la quota z in cui si forma la cerniera plastica del palo è pari a 3,75 m (il palo è lungo 12,8 m).

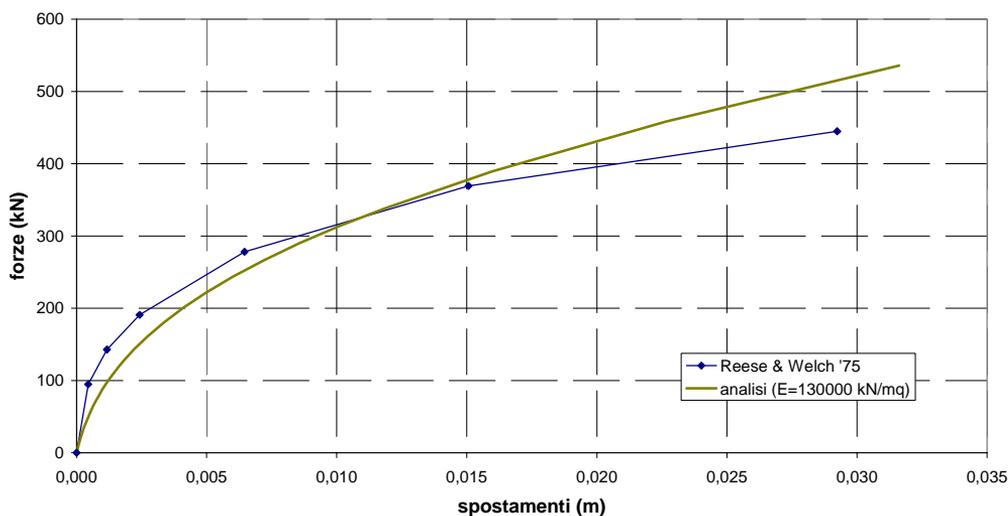


Figura 5.68. Reese & Welch (1975): curve carichi – spostamenti.

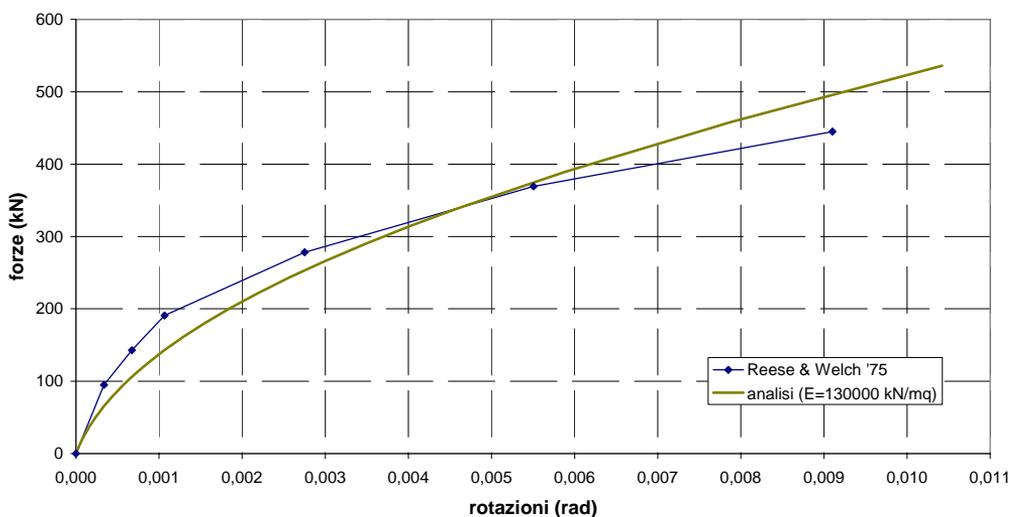


Figura 5.69. Reese & Welch (1975): curve carichi – rotazioni.

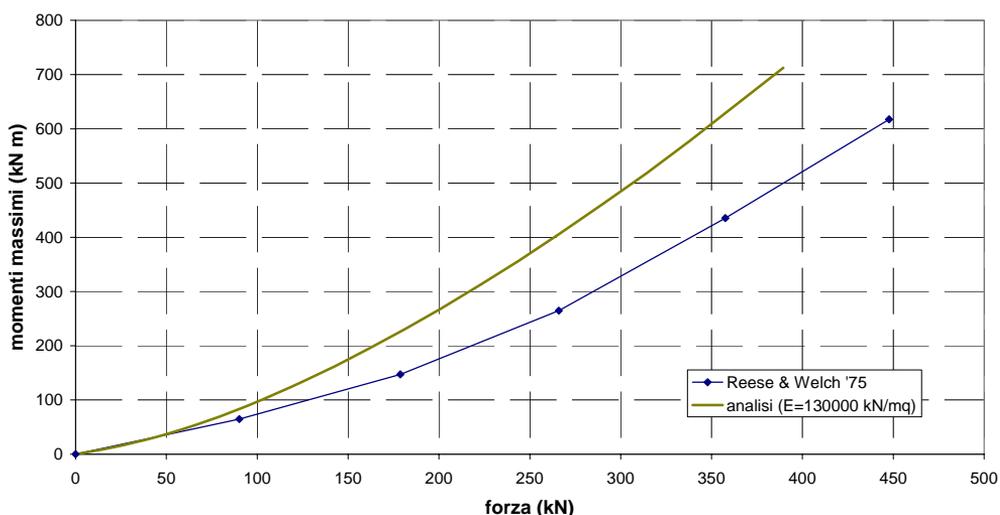


Figura 5.70. Reese & Welch (1975): curve carichi – momenti massimi.

5.2.2.2 MANOLIU ET AL. (1977)

Le prove sono state realizzate in Romania, in prossimità del Danubio, ed hanno interessato pali singoli e gruppi di pali (piccoli gruppi di 2 e di 3 pali); i pali dei gruppi sono sia verticali sia inclinati.. In complesso, sono state eseguite 6 prove su pali singoli, 2 dei quali sono stati sottoposti a prove di carico verticale, 4 a prove di carico orizzontale. Sono stati inoltre sottoposti a carico orizzontale 3 gruppi di pali verticali, costituiti da due pali, e due gruppi di pali inclinati, costituiti da due e tre pali, rispettivamente. La pianta relativa alla disposizione del complesso di pali, singoli ed in gruppo, sottoposti a prova, è riportata in figura 5.71. Di seguito sono riportati i risultati relativi alle quattro prove di carico orizzontale condotte sui pali singoli.

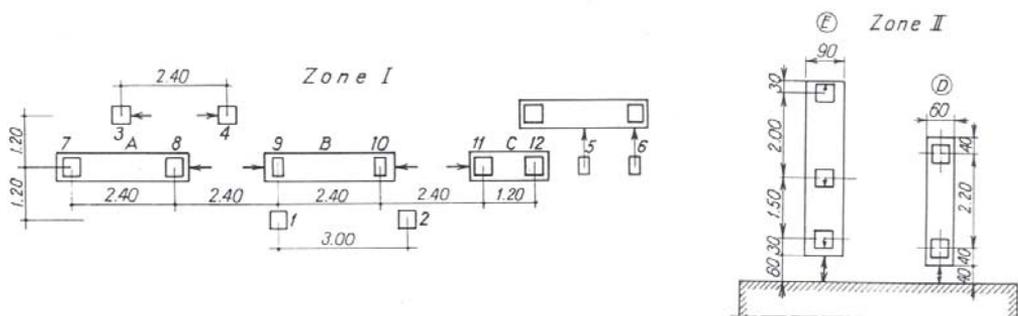


Figura 5.71. Schema del campo prova (da Manoliu et al. 1977).

Pali.

I pali sono di calcestruzzo prefabbricato, non sono strumentati, e sono infissi nel terreno mediante battitura. Due dei pali testati (pali 3 e 4) sono di forma quadrata (40 cm x 40 cm), due (pali 5 e 6) di forma rettangolare (35 cm x 45 cm, la dimensione minore è quella di avanzamento durante la prova). L'armatura consiste di 8 barre dal diametro di 25 mm; la tensione di snervamento dell'acciaio è di 3800 daN/cm² (380 MPa). Il modulo di elasticità del calcestruzzo rinforzato è di 250000 daN/cm² (25 GPa). Tutti i pali sono lunghi 17 m, e la porzione immersa nel terreno è di 16 m. Non è esplicitamente indicata l'eccentricità e di applicazione dei carichi, compresa, dunque, fra 0 ed 1 m.

Terreno.

Numerosi carotaggi realizzati in sito hanno consentito di ricostruire la successione stratigrafica del terreno nel quale è stata realizzata la prova, riportata in figura 5.72. Si distingue uno strato, dello spessore di 1,0 m, di limo sabbioso, cui segue un secondo strato, dello spessore di 6,5 m, costituito da argille limose e limi argillosi, consistenti nella porzione superiore, con consistenza minore alla base. La porosità è circa pari al 50%, il contenuto d'acqua al 45%. Seguono (strato numero 4 e numero 6 in figura, rispettivamente), uno strato di sabbia fine e sabbia fine limosa, ed uno di limo sabbioso ed argilloso di scarsa consistenza. Questi sono intervallati da sottili lenti (0,5 m) di torba (strati 3 e 5 in figura). Infine (strato 7), oltre i 28 m di profondità, si rinvencono sabbie e sabbia e ghiaia. Al di là della complessità della successione stratigrafica, ai fini della risposta del sistema palo – terreno alle azioni esterne, lo strato più significativo è il secondo, costituito da limo ed argilla. Sul primo metro di limo sabbioso non ci sono informazioni di natura meccanica. La variazione delle caratteristiche granulometriche del terreno (per tutti gli strati) e del valore del contenuto d'acqua e dei limiti di Atterberg con la profondità (per i terreni a grana fine), sono indicati ancora nella figura 5.72. Le caratteristiche meccaniche della porzione di terreno significativa, riportate in termini di coesione non drenata c_u e determinate a mezzo di prove di compressione monoassiale, prove scissometriche e prove condotte con il penetrometro tascabile, sono riportate in figura 5.73.

Realizzazione della prova.

I carichi sono stati applicati mediante martinetti idraulici. Gli spostamenti delle teste dei pali sono stati misurati mediante trasduttori, con una precisione di 0,01 mm. Sui pali 3 e 4, la lettura degli spostamenti a differenti livelli, ha consentito la determinazione delle rotazioni della testa del palo.

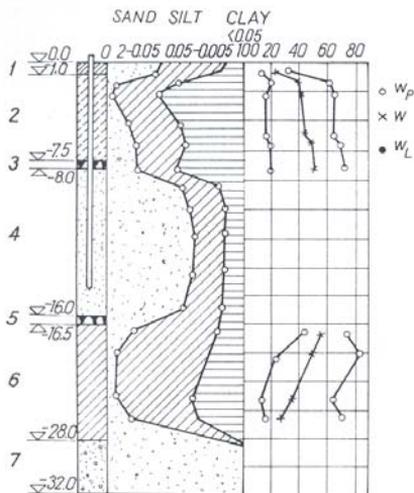


Figura 5.72. Stratigrafia del terreno (da Manoliu et al., 1977).

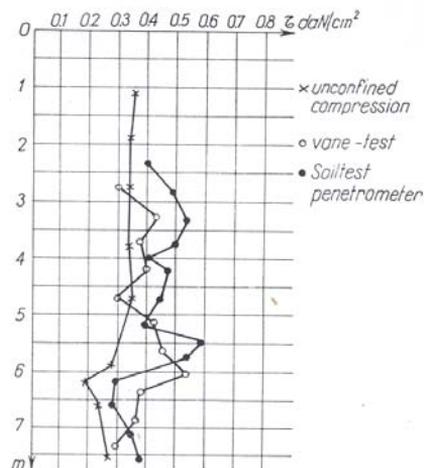


Figura 5.73. Risultati delle prove sui terreni a grana fine superficiali (da Manoliu et al., 1977).

Pali 3 e 4. Risultati e analisi.

La rigidezza flessionale $E_p I_p$ del palo è stata determinata trascurando il contributo delle barre di rinforzo e posta pari a $5,33 \cdot 10^4 \text{ kN m}^2$. Ai fini della caratterizzazione delle proprietà meccaniche del terreno, si è fatto affidamento sui valori ottenuti mediante la prova di compressione monoassiale realizzata in laboratorio (vedi figura 5.73). Si è, quindi, utilizzato un profilo di coesione non drenata c_u costante fino a 4,75 m di profondità, e pari a 35 kPa; il profilo si è quindi assunto decrescente, linearmente, con la profondità, fino a 6,25 m e fino ad un valore di 25 kPa; tale valore si mantiene costante a quote inferiori. Al terreno si è assegnato il profilo di resistenza delle argille *poco consistenti* e si è fissato un modulo di Young $E = 22000 \text{ kN/m}^2$.

Nelle figure 5.74 e 5.75 sono riportate le curve carichi – spostamenti e carichi – rotazioni relative ai pali 3 e 4, rispettivamente. I due pali, seppure identici, offrono risposte parzialmente differenti tra loro. Il confronto con i dati analitici è buono, in particolare per quanto riguarda lo spostamento della testa. All'approssimarsi del carico di rottura l'analisi, incapace di modellare la progressiva riduzione del valore di rigidezza flessionale del palo dovuta all'insorgere di fenomeni di fessurazione del calcestruzzo, tende a sottostimare i dati sperimentali di spostamento e rotazione. Nelle analisi si è assunta un'eccentricità di 0,90 m.

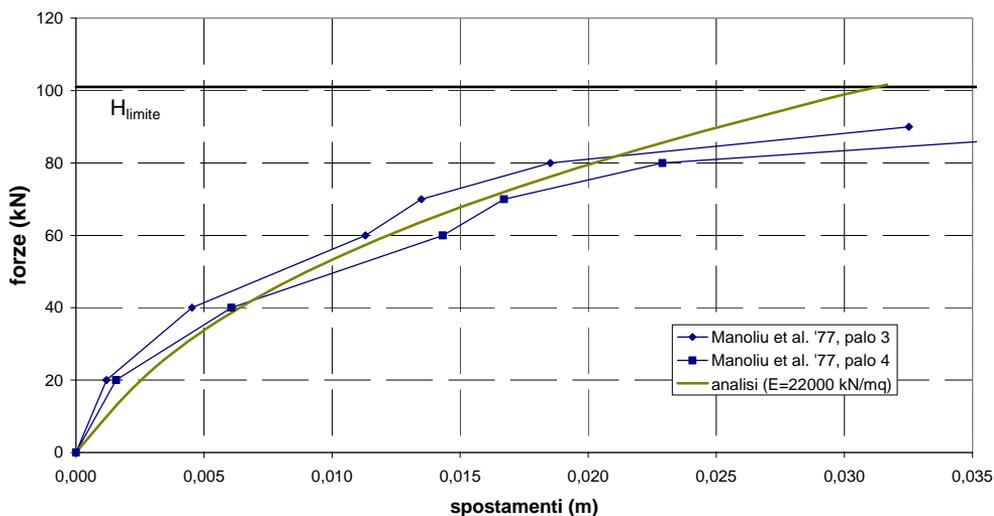


Figura 5.74. Manoliu et al. (1977), pali 3 e 4: curve carichi – spostamenti.

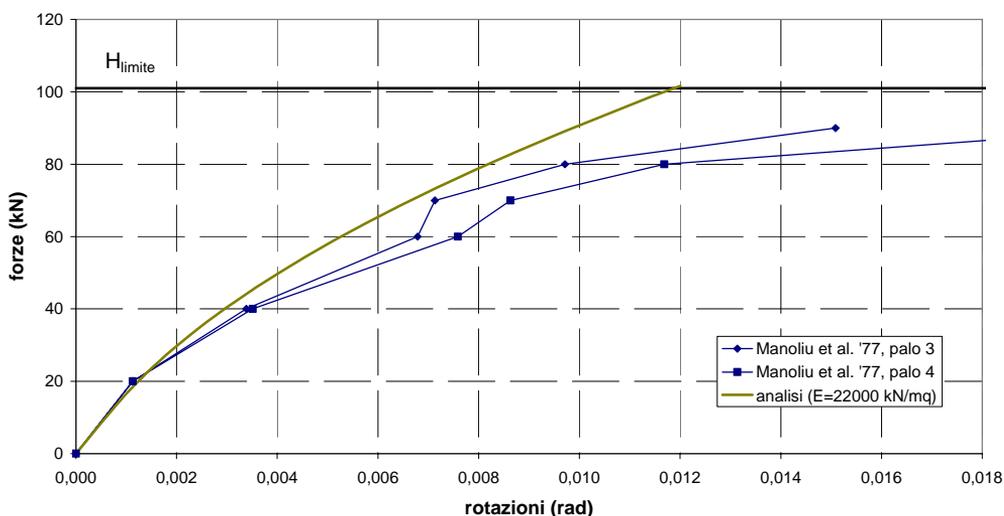


Figura 5.75. Manoliu et al. (1977), pali 3 e 4: curve carichi – rotazioni.

Carico limite.

I pali sono caricati fino ad un valore massimo di 90 kN; l'elevata entità degli spostamenti in corrispondenza di tale carico (33 mm e 44 mm, rispettivamente, per il palo 3 ed il palo 4) indica che la prova è prossima alla rottura. Estrapolazioni alla KULHAWY & CHEN (1995) del carico limite a partire dai dati sperimentali indicano valori di rottura H_{lim} pari a 112 kN (palo 3) e 108 kN (palo 4).

Il momento di formazione della cerniera plastica M_{ult} del palo è stato valutato a partire dalle proprietà geometriche e meccaniche dei materiali costituenti il palo. La tensione di snervamento dell'acciaio è nota ($\sigma_y = 380$ MPa). La resistenza a compressione del calcestruzzo R_{ck} è stata dedotta a partire dal valore del modulo di Young E_{cls} , mediante la formula empirica:

$$R_{ck} = \left(\frac{E_{cls}}{5700} \right)^2 = 19,2 \text{ MPa} \quad (5.53)$$

Si è ricavato un valore di M_{ult} pari a 195 kN m; utilizzato nell'analisi, se ne è ulteriormente ricavato il valore di carico limite H_{lim} , pari a 101 kN.

Pali 5 e 6. Risultati e analisi.

I pali 5 e 6, rettangolari, hanno caratteristiche geometriche differenti dai pali 3 e 4, quadrati. Ne consegue un differente valore di rigidità flessionale, valutato pari a $6,64 \cdot 10^4$ kN m². Il profilo di terreno utilizzato nell'analisi è quello già descritto in precedenza relativamente ai pali 3 e 4; il modulo di Young ad esso attribuito è pari a 20000 kN/m².

Nella figura 5.76 sono riportate le curve sperimentali carichi – spostamenti relative ai pali 5 e 6; i due pali, benché siano uguali, mostrano risposte significativamente differenti. Nella figura 5.76 è riportato altresì il risultato dell'analisi numerica, che risulta in ottimo accordo con l'andamento sperimentale del palo 5. L'eccentricità, come nel caso dei pali 3 e 4, è posta pari a 0,90 m. Gli autori non riportano, per questi pali, gli andamenti delle rotazioni in testa.

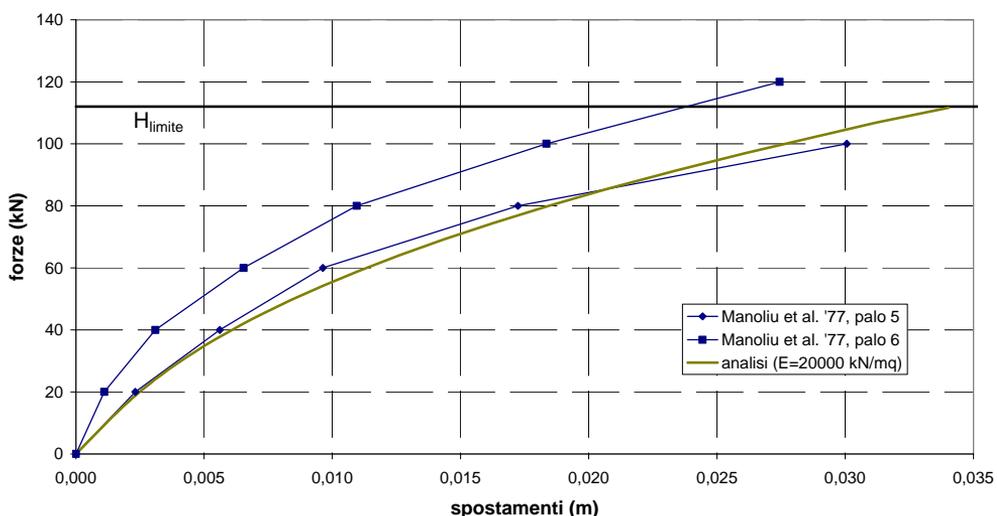


Figura 5.76. Manoliu et al. (1977), pali 5 e 6: curve carichi – spostamenti.

Carico limite.

I pali sono caricati fino ad un valore massimo di 100 kN (palo 5) e 120 kN (palo 6); gli spostamenti corrispondenti a tali carichi sono di 30 mm e 27 mm, rispettivamente. Estrapolando il valore di carico limite dei pali a partire dai dati sperimentali secondo il metodo dell'iperbole (KULHAWY & CHEN, 1995) si ottengono dei valori di H_{lim} pari a 150 kN e 174 kN (palo 5 e palo 6, rispettivamente). Anche questo dato evidenzia la non omogeneità della risposta dei due pali.

Il momento di formazione della cerniera plastica M_{ult} del palo è stato valutato secondo modalità analoghe a quelle utilizzate per i pali 3 e 4, ed individuato in 227 kN m. Questo dato, utilizzato nelle analisi, ha fornito un valore di carico limite H_{lim} di 112 kN.

5.2.2.3 LU (1981)

Le prove sono state realizzate in Cina su sei pali trivellati di grande diametro. Quattro di essi sono inclinati (2 in una direzione, 2 nell'altra) con un angolo di 11° circa; i due rimanenti pali sono verticali (palo 1 e palo 6). Di seguito vengono illustrati i risultati ottenuti sul palo 6, che è l'unico palo verticale, dei due sottoposti a prova, per il quale è stata riportata la risposta ottenuta.

Palo.

I pali sono trivellati. La loro sezione è circolare ed il diametro medio pari ad 1,04 m. L'armatura è costituita da 12 barre dal diametro di 22 mm, responsabili di un rinforzo della sezione pari allo 0,54%. La resistenza a compressione del calcestruzzo varia fra 19,7 MPa e 30,8 MPa. La porzione di palo immersa nel terreno è di 11 m; il carico è applicato con un'eccentricità di 0,5 m.

Al termine della realizzazione dei fori, prima del getto del calcestruzzo dei pali, sono stati installati manualmente gli strumenti di misurazione, tra i quali trasduttori di deformazione per la misura dei momenti flettenti, trasduttori di spostamento per la misura degli spostamenti del palo lungo il fusto, e celle di pressione per la determinazione delle reazioni del terreno. Gli strumenti sono stati installati nella direzione di applicazione del carico (figura 5.77). In relazione al palo verticale, sono riportati i soli dati relativi alle celle di pressione i quali appaiono, tuttavia, poco attendibili. Gli spostamenti sono misurati al piano campagna.

Terreno.

Il terreno è costituito da argille sabbiose, caratterizzate da un peso dell'unità di volume γ di $20,7 \text{ kN/m}^3$. I valori del numero di colpi N_{SPT} , relativo alla prova penetrometrica dinamica, del contenuto d'acqua w , della coesione non drenata c_u e dell'angolo d'attrito ϕ , al variare della profondità, sono riportati, nell'ordine, in figura 5.78.

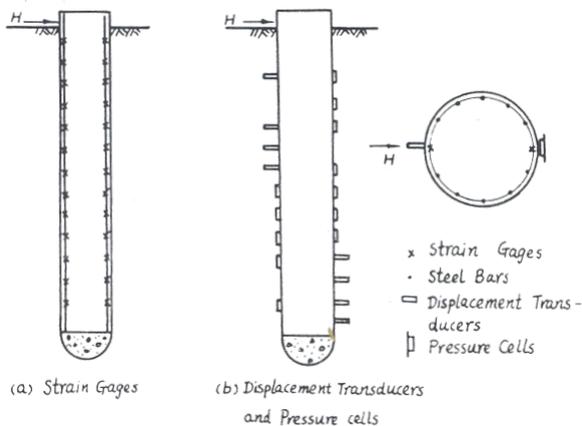


Figura 5.77. Palo di prova e disposizione della strumentazione (da Lu, 1981).

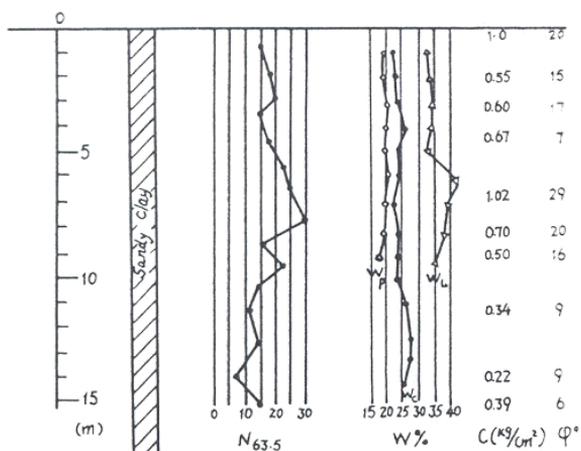


Figura 5.78. Caratterizzazione del terreno (da Lu, 1981).

Realizzazione della prova.

I carichi orizzontali sono stati applicati, mediante un martinetto idraulico, normalmente all'asse del palo, in modo da indurre uno stato di sollecitazione di tipo puramente flessionale anche sui pali inclinati. La forza applicata H , misurata con celle di carico, ha previsto incrementi di 49 kN ad ogni passo successivo, fino a valori totali di forza di 196 kN. Successivamente gli incrementi, fino a 343 kN, sono stati di 24,5 kN. Infine, fino al valore massimo cui è stata spinta la prova, si è ritornati ad incrementi di 49 kN.

Risultati e analisi.

Per realizzare l'analisi è stato necessario determinare la rigidità flessionale $E_p I_p$ del palo, non riportata dall'autore. A partire da un valore di resistenza a compressione R_{ck} pari a 25,3 MPa (valore medio dell'intervallo indicato), si è

determinato il valore del modulo di Young del calcestruzzo E_{cls} utilizzando la relazione empirica:

$$E_{cls} = 5700 \cdot \sqrt{R_{ck}} = 28642 \text{ MPa} = 28,6 \text{ GPa} \quad (5.54)$$

Il valore del modulo di Young così ottenuto (incrementato dello 0,54% per tenere in conto della presenza delle armature), ha fornito un valore di rigidità flessionale $E_p I_p = 1,65 \cdot 10^6 \text{ kN m}^2$.

Il profilo di coesione non drenata c_u adottato nelle analisi è stato determinato in funzione dei valori riportati nella figura 5.78. Si è adottato un andamento variabile, linearmente con la profondità, fra 40 kPa (a piano campagna) e 90 kPa (a 6 m di profondità). In seguito l'andamento della c_u si è assunto essere linearmente decrescente, fino alla base del palo e fino a 30 kPa. Si è dunque trascurato, cautelativamente, il dato sperimentale che fornisce un valore di coesione di 100 kPa ad una quota prossima al piano campagna. Il profilo di resistenza adottato è quello relativo ad argille *poco consistenti*. Il modulo di elasticità del terreno E è posto pari a 63000 kN/m^2 .

In figura 5.79 è riportata la curva carichi – spostamenti ottenuta in sito, posta a confronto con quella ottenuta con l'analisi numerica. Il dato analitico non riesce a riprodurre la rigidità iniziale del palo reale; al crescere dei carichi, l'accordo diviene buono.

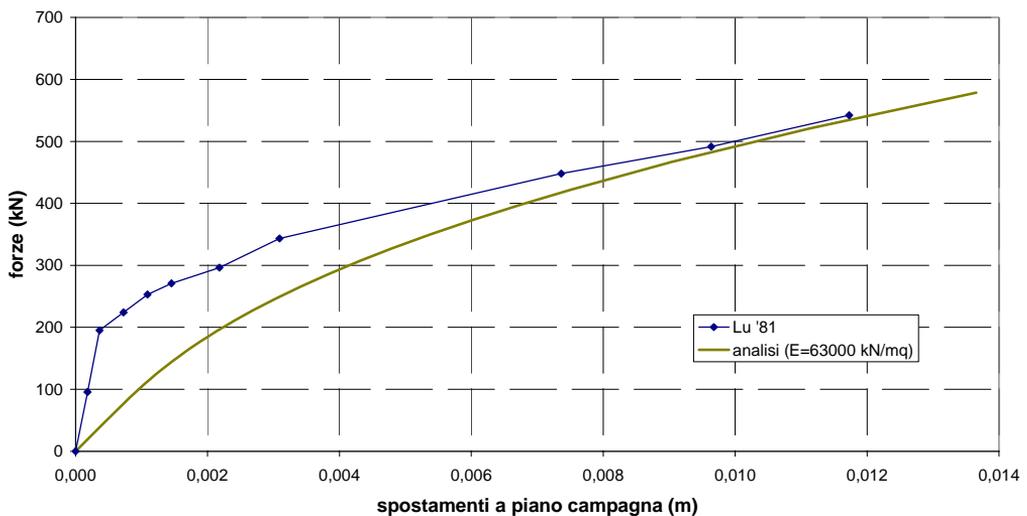


Figura 5.79. Lu (1981): curve carichi – spostamenti.

Carico limite.

Il carico limite del palo, interpretato secondo il metodo dell'iperbole (KULHAWY & CHEN, 1995) risulta pari a 602 kN. Il carico massimo raggiunto in prova è di 542 kN; il valore è dunque prossimo a quello di rottura. Il momento ultimo del palo, valutato assegnando al calcestruzzo una resistenza a compressione R_{ck} pari a 25 MPa e ipotizzando l'utilizzo di barre FeB44k, è di 709 kN m. Nelle analisi, tale valore di momento flettente si ottiene in corrispondenza di un carico di 376 kN. Tale valore è minore del carico massimo raggiunto durante la prova. Un risultato analogo è stato ottenuto in relazione alla prova condotta da SOUSA COUTINHO, 2000; paragrafo 5.2.2.8).

5.2.2.4 BROWN ET AL. (1987)

Gli autori hanno realizzato delle prove di carico orizzontale a Houston, in Texas, su un gruppo di 9 pali, disposti secondo una configurazione 3x3, in argille dure sovraconsolidate. Per fini di raffronto, sono state altresì realizzate delle prove di carico (due) su pali singoli, secondo modalità analoghe e negli stessi terreni. Di seguito si dà conto dei risultati ottenuti sui pali singoli ed isolati. Per i risultati ottenuti sul gruppo si veda al capitolo 6.

Terreno.

Il terreno presente nel sito di prova è costituito da argille e argille sabbiose, dure e sovraconsolidate, di età pleistocenica, denominate argille di *Beaumont*. Lo strato si estende fino a 24 ft di profondità (7,3 m), e sovrasta un ulteriore strato argilloso, di simili caratteristiche, ma più antico (formazione di *Montgomery*). Entrambe le formazioni risalgono al periodo interglaciale e sono sovraconsolidate per essiccazione. La stratigrafia del sito è riportata in figura 5.80, ove sono altresì riportati i valori del limite liquido w_L , del limite plastico w_P e del contenuto d'acqua w , espressi in percentuale. La successione stratigrafica presenta: argille dure e molto dure fino a 7,3 m (24 ft); argille limose e sabbiose, mediamente dure e dure, fino a 13,7 m (45 ft); limo denso fino a 16,8 m (55 ft). Le argille comprese fra 1,8 e 2,4 m presentano fessurazioni.

Prima di procedere alle prove di carico, è stato asportato un sottile strato di terreno dello spessore di 1,5 ft (0,46 m). L'area di prova è stata quindi allagata e il livello dell'acqua mantenuto costante per diversi mesi. Ci si è garantiti, in tal modo, che le prove di carico fossero realizzate in terreni saturi; la misurazione con prove *cross-hole* della velocità delle onde di compressione ha fornito assicurazioni a riguardo.

Sul terreno in questione è stata condotta un'ampia campagna di indagini, che ha previsto la realizzazione di numerose prove, sia in laboratorio sia in sito (MAHAR & O'NEILL, 1983). Sono state realizzate prove di compressione triassiale non consolidate non drenate (UU), isotropicamente consolidate non drenate (CIU), K_0 –

consolidate (CK₀U); prove penetrometriche statiche (CPT), prove scissometriche (FVT), prove con il pressimetro (SBPT); prove di consolidazione unidimensionale. Alcuni dei risultati ottenuti sono riassunti in figura 5.81 in termini di coesione non drenata. I valori di coesione non drenata determinati dalle prove CPT sono stati ottenuti facendo ricorso alla correlazione:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_c} \quad (5.55)$$

con N_c determinato in base alle prove scissometriche e posto pari a 13,6. I dati geotecnici denotano una notevole dispersione, anche in riferimento allo stesso tipo di test. Tale dispersione è attribuibile alla presenza di fratture prodottesi negli strati argillosi durante il processo di essiccazione, che sono la causa della variabilità dei parametri di rigidità e di contenuto d'acqua del terreno. Il grado di sovraconsolidazione interpretato in base ai risultati delle indagini decresce da 8, ad una quota di 10 ft = 3,05 m, a 4, ad una quota di 50 ft = 15,24 m (MAHAR & O'NEILL, 1983).

In figura 5.81 è riportato, assieme ai dati sperimentali, il profilo di coesione non drenata c_u al variare della profondità interpretato dagli autori. Quest'ultimo segue sostanzialmente l'andamento dei risultati ottenuti mediante le prove di laboratorio (prove UU e CIU) e si pone lungo gli estremi inferiori dei valori desumibili dalle prove in sito. Indicazioni analoghe sulla modalità di interpretazione dei dati derivanti da indagini sulle argille è contenuta in REESE & VAN IMPE (2001).

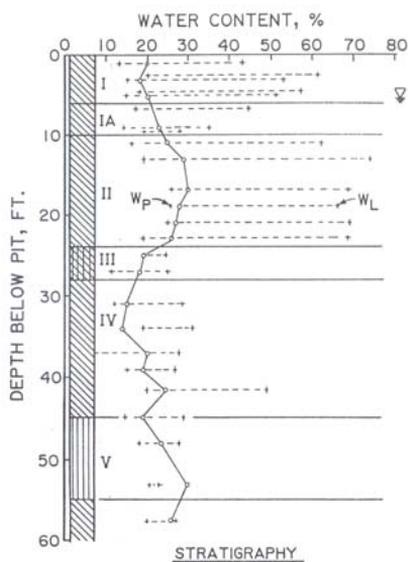


Figura 5.80. Stratigrafia e contenuto d'acqua (da Brown et al., 1987).

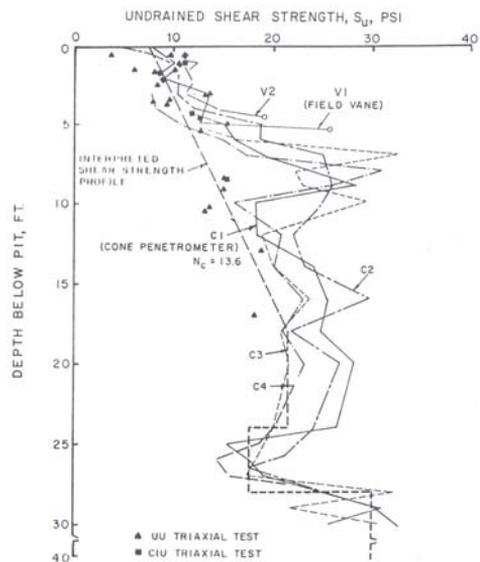


Figura 5.81. Risultati delle indagini (da Brown et al., 1987).

Pali.

I pali sono cilindrici, cavi, in acciaio, del diametro esterno di 10,75 in (273 mm) e dello spessore di 0,365 in (9,27 mm). I pali sono stati battuti con estremità inferiore chiusa fino a profondità di 43 ft (13,11 m); la battitura e l'allineamento dei pali sono stati agevolati dalla realizzazione di un foro pilota di 203 mm di diametro e 3,05 m di profondità. I pali utilizzati per la prova erano, in precedenza, stati sottoposti a prove di carico verticale e prove di vibrazione con piccola ampiezza. Una descrizione accurata del processo di battitura e delle caratteristiche dei pali è contenuta in O'NEILL ET AL. (1982).

Si è previsto di disporre, lungo il fusto del palo, dei trasduttori di deformazione per la misura dei momenti flettenti indotti durante la prova; poiché i pali erano già stati installati, è stato necessario applicare i trasduttori ad un palo cavo in acciaio di diametro minore (diametro esterno: 6,625 in – 168 mm – ; spessore: 0,625 in – 7,9 mm –), il quale è stato inserito nel palo di diametro maggiore e reso solidale a quest'ultimo mediante un getto di boiacca che ha colmato l'intercapedine fra i due. Anche la parte interna del palo di diametro minore è stata riempita di boiacca. La lunghezza del palo interno strumentato è di 16 ft (4,88 m; figura 5.82). La procedura descritta è stata seguita per i pali del gruppo. A differenza di questi, il palo singolo era già stato predisposto per la sistemazione di trasduttori di deformazione; questi sono stati applicati sui bordi esterni del palo, in posizione diametrale ed allineati con la direzione di azione del carico esterno. I trasduttori sono stati coperti mediante delle protezioni saldate al fusto del palo. La rigidezza flessionale del palo singolo, non riempito dalla boiacca di cemento, risulta leggermente minore rispetto a quella dei pali del gruppo.

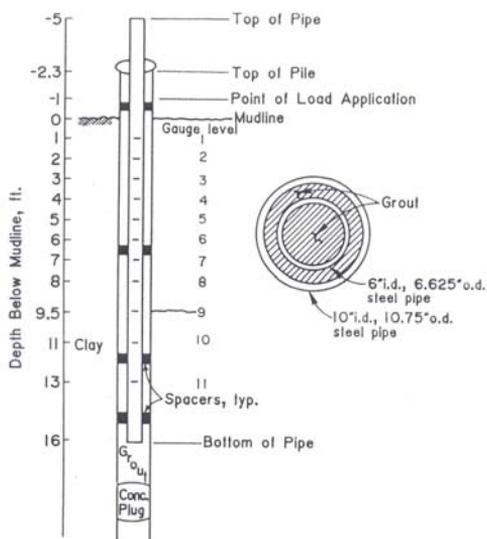


Figura 5.82. Palo di prova e disposizione della strumentazione (da Brown et al., 1987).

Realizzazione della prova.

Il carico è applicato in maniera ciclica e bidirezionale, mediante un cilindro idraulico elettro – controllato, imponendo degli spostamenti costanti durante i cicli. La realizzazione di cicli di carico a spostamenti costanti è stata preferita poiché, rispetto alla realizzazione di cicli a carico controllato, ha un’influenza minore sulla risposta del terreno nel passaggio da un incremento di carico al successivo. L’obiettivo che si vuole ottenere è di consentire che la risposta del terreno al ciclo 1 di ogni incremento non sia condizionata dai cicli precedenti, corrispondendo al comportamento statico del palo (REESE & VAN IMPE, 2001).

Gli spostamenti dei pali sono misurati mediante potenziometri lineari posti sul tubo interno e a quota 1,52 m dal livello del terreno. Celle di carico misurano la forza trasmessa. Il carico è applicato con un’eccentricità di 0,305 m.

Risultati e analisi.

Per realizzare le analisi numeriche è stato necessario determinare la rigidezza flessionale $E_p I_p$ dei pali sottoposti a prova, non indicata dagli autori. I pali strumentati del gruppo, come indicato, sono costituiti da quattro componenti: il tubo esterno in acciaio, costituente il palo vero e proprio; il tubo in acciaio, di diametro minore, sul quale è applicata la strumentazione; i due riempimenti di boiaccia, uno interno al tubo più piccolo, l’altro disposto nell’intercapedine fra i due tubi in acciaio. All’acciaio è stato attribuito un modulo di Young E pari a 200 GPa. Alla boiaccia utilizzata come riempimento, il valore di E assegnato è stato di 16 MPa. La rigidezza flessionale $E_p I_p$ del palo è stata determinata sommando i singoli contributi, come indicato nella tabella 5.12.

componenti	E (GPa)	I (m ⁴)	EI (kN m ²)
Palo tubolare in acciaio	200	6,69E-05	1,34E+04
Tubo interno in acciaio	200	1,29E-05	2,58E+03
Riempimento esterno	16	1,65E-04	2,64E+03
Riempimento interno	16	2,62E-05	4,19E+02
TOTALE			1,90E+04

Tabella 5.12. Brown et al. (1987): determinazione della rigidezza flessionale del palo.

Per quanto riguarda il palo singolo, si è ritenuto che il contributo alla rigidezza flessionale offerto dalle protezioni esterne, disposte a salvaguardia dei trasduttori di deformazione applicati, esternamente, lungo il fusto del palo, fosse paragonabile a quello offerto dal tubo interno in acciaio disposto per i pali del gruppo. Se ne è ricavato, per il palo singolo, $E_p I_p = 1,60 \cdot 10^4$ kN/m².

Il profilo di coesione non drenata c_u adottato nelle analisi coincide con quello consigliato da BROWN ET AL. (1987) e riportato in figura 5.81. Si è, dunque,

assegnato a c_u un valore variabile linearmente fra 52 kPa e 148 kPa per i primi 5,5 m. Quindi si sono assegnati valori costanti di coesione, pari a 148 kN, 121 kN e 205 kN, fino a quote di 7,3 m, 8,5 m e 13 m, rispettivamente. Si precisa che, ai fini della determinazione della risposta del palo alle sollecitazioni orizzontali, assume rilievo la caratterizzazione del solo primo strato; i valori di coesione assegnati agli strati successivi sono pressoché ininfluenti. Il profilo di resistenze utilizzato è relativo ad argille *consistenti*. Il modulo di Young assegnato al terreno è pari a 90000 kN/m^2 .

Di seguito (figure 5.83 e 5.84) sono riportate le curve carico – spostamenti e carico – momenti massimi ottenuti mediante le prove in sito e mediante il programma di calcolo. Gli spostamenti riportati dagli autori corrispondono alla media degli spostamenti misurati applicando il carico nelle due direzioni. L'accordo è ottimo.

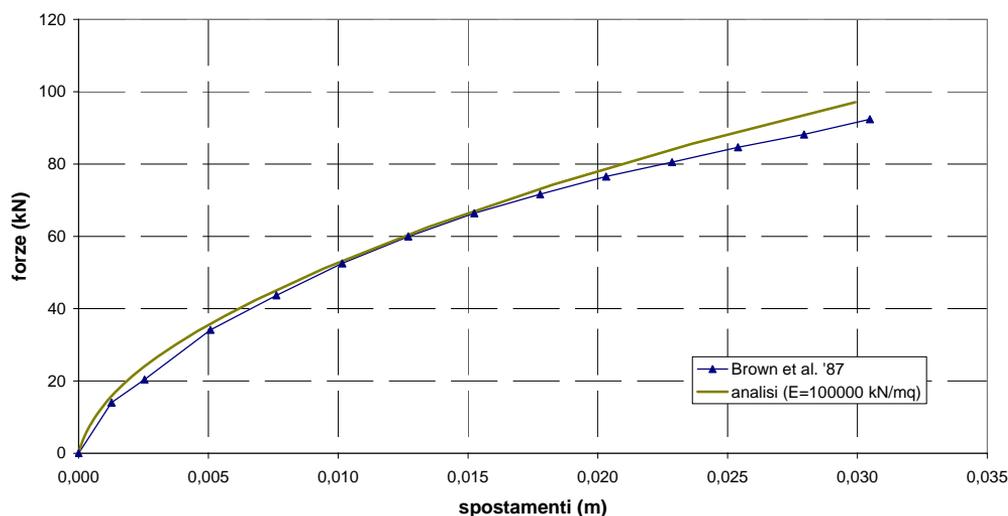


Figura 5.83. Brown et al. (1987): curve carichi – spostamenti.

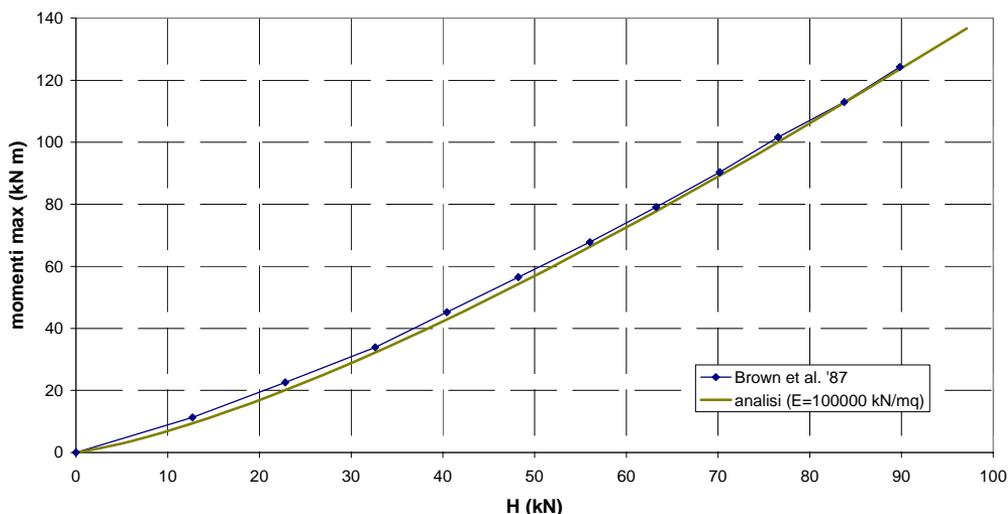


Figura 5.84. Brown et al. (1987): curve carichi – momenti massimi.

5.2.2.5 MANDOLINI & VIGGIANI (1992)

Le prove di carico orizzontale su pali effettuate dagli autori si inseriscono in un più generale complesso di prove ed indagini realizzate in corrispondenza del fiume Garigliano, nel Lazio, dove è prevista la realizzazione di un viadotto stradale. Le prove di carico orizzontale, affiancate da numerose prove di carico verticale, hanno l'obiettivo di fornire informazioni sul comportamento dei pali, utilizzati per le fondazioni delle spalle e delle pile del ponte, nei terreni presenti in sito. Di seguito, sono riportati i risultati delle prove eseguite su due pali di fondazione, realizzati in corrispondenza della zona nord del sito.

Terreno.

Nell'area di interesse, fino al 1991, sono stati realizzati 15 sondaggi, spinti a profondità comprese fra i 40 m ed i 65 m, ed eseguite 34 prove penetrometriche CPT, fino a profondità comprese fra 13 m e 51 m. Sono stati inoltre prelevati numerosi campioni di terreno indisturbati, successivamente sottoposti a prove di laboratorio. Nel corso della realizzazione dell'opera, proseguita fino al 1994, le informazioni sulle caratteristiche del terreno sono state integrate con la realizzazione di ulteriori sondaggi e prove CPT, con la realizzazione di prove dilatometriche e di prove *cross - hole*. Il complesso dei risultati delle indagini è riportato in RUSSO (1996). In base ad esso, si è determinata la schematizzazione del profilo di sottosuolo riportata in figura 5.85. Il sottosuolo è costituito, nei primi 40 - 50 m di profondità, da terreni limo argillosi e limo sabbiosi, con elevato

contenuto organico e consistenza ridotta. Sono presenti, sporadicamente, sacche o lenti di sabbie e di materiali torbosi. Al di sotto del banco limo argilloso, sono presenti strati di sabbie e ghiaie.

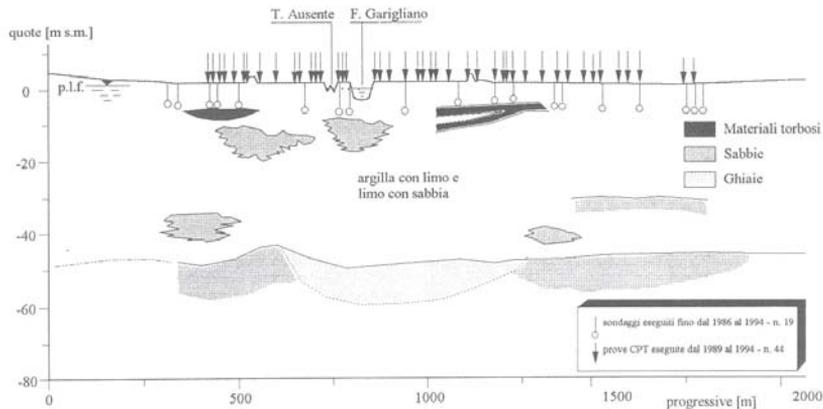


Figura 5.85. Stratigrafia del sito (da Russo, 1996).

Le caratteristiche dei terreni posti a nord del fiume Garigliano (a sinistra nella figura 5.85) sono significativamente differenti da quelli posti sul lato sud. Poiché le prove di carico orizzontale sono state realizzate su pali posti nella zona nord, si farà riferimento a quest'ultima.

In figura 5.86 sono riportati, rispettivamente, i valori del peso dell'unità di volume γ , le componenti granulometriche in percentuale, i valori dei limiti di Atterberg e del contenuto d'acqua, al variare della profondità z . I risultati delle prove edometriche realizzate in laboratorio hanno evidenziato come i terreni della zona nord risultino sovraconsolidati fino a quote elevate, superiori ai 30 m (figura 5.87). I valori della coesione non drenata c_u dei terreni, desunti dalle prove di compressione triassiale non drenata e dai risultati delle prove CPT, sono riportati, nel loro complesso, in figura 5.88. La coesione non drenata è stata determinata, a partire dalla resistenza alla penetrazione della punta del campionatore q_c , adottando la relazione empirica:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma'_v}{\beta} \quad (5.55)$$

Al parametro β è stato assegnato un valore di 20. L'accordo tra le informazioni derivate dai due tipi di prova è buono.

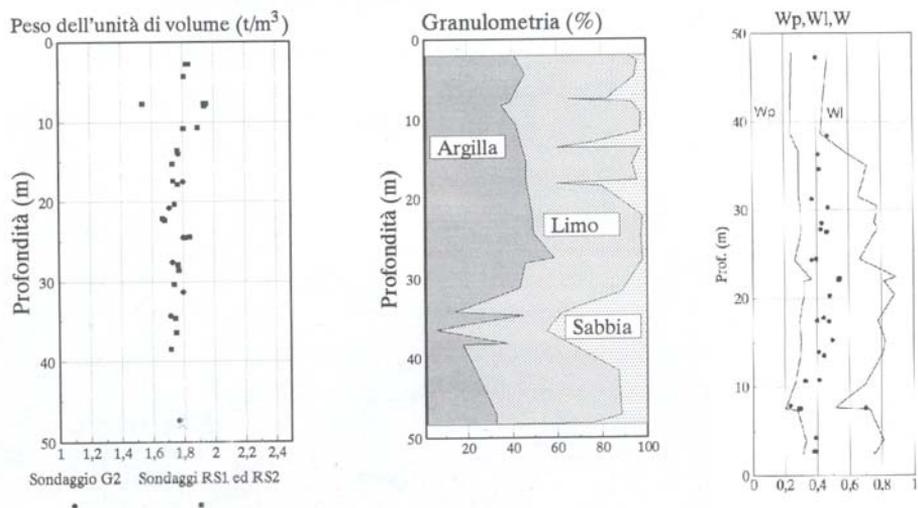


Figura 5.86. Caratteristiche dei terreni in corrispondenza della zona nord del sito (da Russo, 1996).

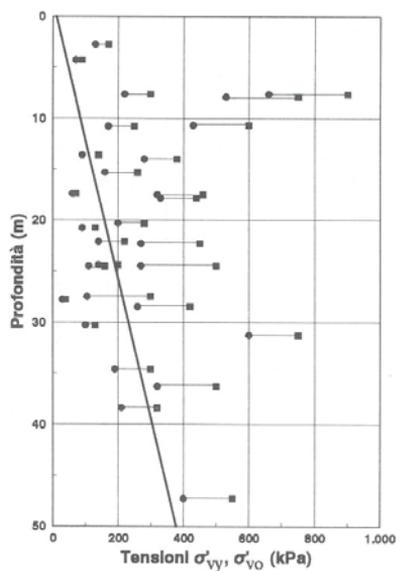


Figura 5.87. Pressioni di preconsolidazione e pressioni effettive in sito, zona nord (da Russo, 1996).

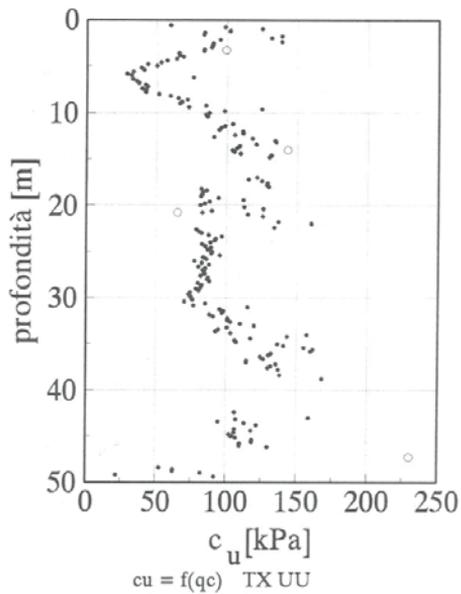


Figura 5.88. Profilo di coesione non drenata, zona nord (da Russo, 1996).

Pali.

I pali prescelti per la realizzazione delle fondazioni delle pile del ponte, così come quelli sottoposti a prova di carico orizzontale, sono del tipo *Multiton*. Si tratta di pali tubolari in acciaio, infissi nel terreno mediante battitura. I pali sono chiusi, alla base, da un fondello saldato; durante la battitura, il maglio agisce in corrispondenza del fondello, mediante un mandrino, e della testa del palo. Al termine della battitura, il palo viene riempito di calcestruzzo. Nella porzione superiore viene disposta una gabbia di armatura.

I due pali sottoposti a prova di carico orizzontale, situati in corrispondenza della pila 4 del ponte (zona nord), hanno diametro esterno D_{est} pari a 406 mm e 457 mm (palo 5 e palo 2, rispettivamente). Lo spessore dei tubi è di 6,3 mm, la lunghezza è di 17,5 m. I pali sono stati strumentati con un tubo inclinometrico disposto in asse al palo, al fine di determinarne la deformata e la rotazione in testa durante la realizzazione della prova.

La prova è stata realizzata disponendo il martinetto e la relativa cella di carico in posizione orizzontale, interposti tra i due pali interessati dalla prova. L'eccentricità di applicazione del carico è di 1,19 m ed 1,28 m, rispettivamente, per il palo 5 ed il palo 2.

Palo 5. Risultati e analisi.

Le caratteristiche meccaniche del tubo esterno e del materiale utilizzato per il riempimento non sono specificate dagli autori. Al fine di determinare la rigidezza flessionale $E_p I_p$ del palo sottoposto a prova, si è attribuito all'acciaio un modulo di Young E_{acc} pari a 200 GPa. Non è specificato il tipo di materiale utilizzato per riempire il palo; in forma cautelativa si è attribuito un modulo di Young alla miscela di riempimento pari a 10 GPa. Complessivamente, si è determinata una rigidezza flessionale $E_p I_p$ del palo pari a $4,34 \cdot 10^4$ kN m².

Il profilo della coesione non drenata c_u del terreno, al variare della profondità, è stato determinato in base ai dati della figura 5.88. Si è individuata una variazione lineare, decrescente, della coesione da un valore di 100 kPa a piano campagna fino a 30 kPa a 6 m di profondità. L'andamento della coesione diviene crescente, sempre in maniera lineare, per i successivi 6 m, raggiungendo il valore di 90 kPa. Infine, per quote superiori a 12 m, la c_u è costante e pari a 90 m. Ai fini della determinazione della risposta del palo alle sollecitazioni orizzontali, ad ogni modo, è rilevante la caratterizzazione del terreno limitatamente ai primi 5 – 6 m. Al terreno si è assegnato un modulo di elasticità E pari ad 90000 kN/mq. Il profilo di resistenza adottato nelle analisi è relativo ad argille *consistenti*.

Nelle figure 5.89 e 5.90 sono riportate le curve carichi – spostamenti della testa del palo e carichi – rotazioni della testa del palo. L'accordo tra i dati sperimentali e quelli analitici è buono.

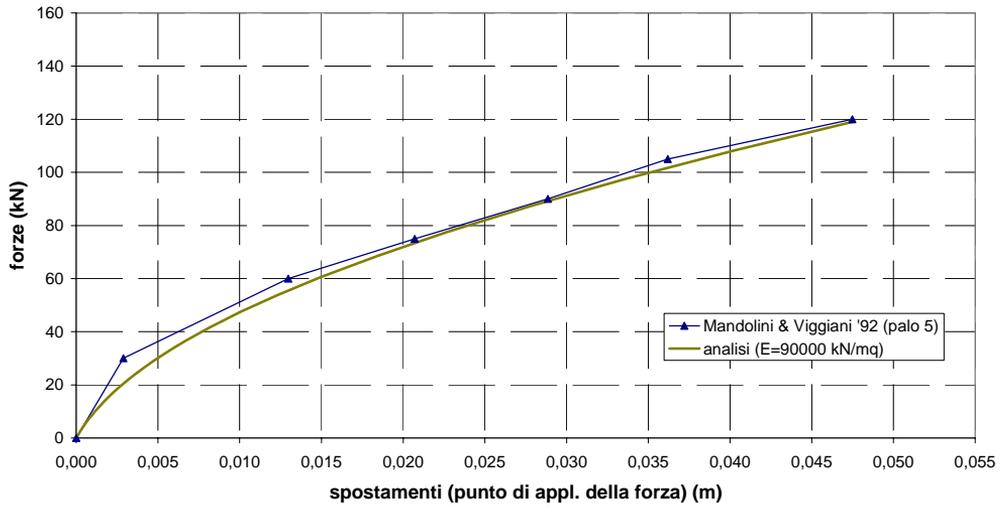


Figura 5.89. Mandolini & Viggiani (1992), palo 5: curve carichi – spostamenti.

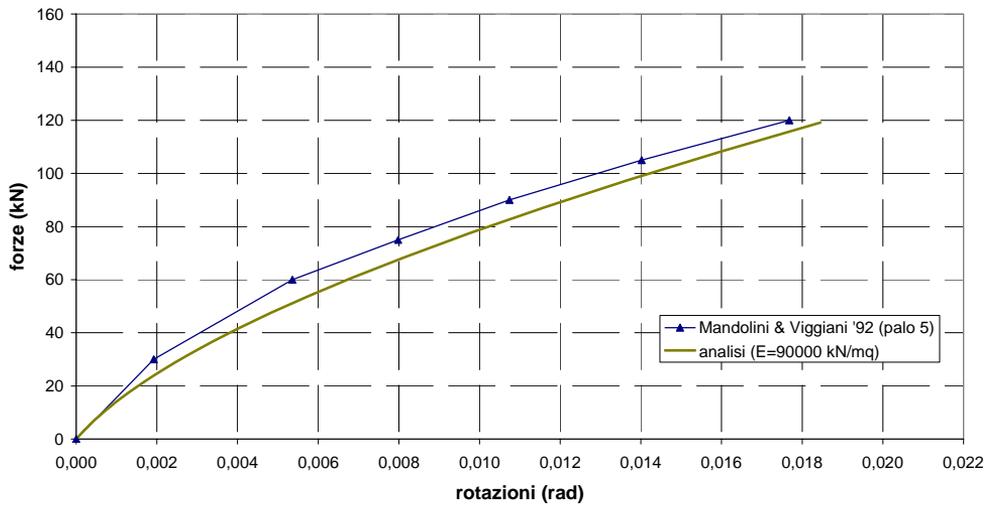


Figura 5.90. Mandolini & Viggiani (1992), palo 5: curve carichi – rotazioni.

Palo 2. Risultati e analisi.

La rigidezza flessionale del palo 2, non indicata dagli autori, si è ottenuta assumendo le medesime ipotesi adottate in relazione al palo 5. Si è quindi ottenuto $E_p I_p = 6,45 \cdot 10^4 \text{ kN m}^2$. Il profilo della coesione non drenata utilizzato nelle analisi numeriche è lo stesso, evidentemente, di quello relativo al palo 5. Il modulo di Young del terreno è stato posto pari ad 85000 kN/m^2 . Il profilo di resistenza adottato nelle analisi è relativo ad argille *consistenti*.

Nelle figure 5.91 e 5.92 sono riportate le curve sperimentali carichi – spostamenti della testa del palo e carichi – rotazioni della testa del palo, poste a confronto con quelle analitiche. L'accordo è buono.

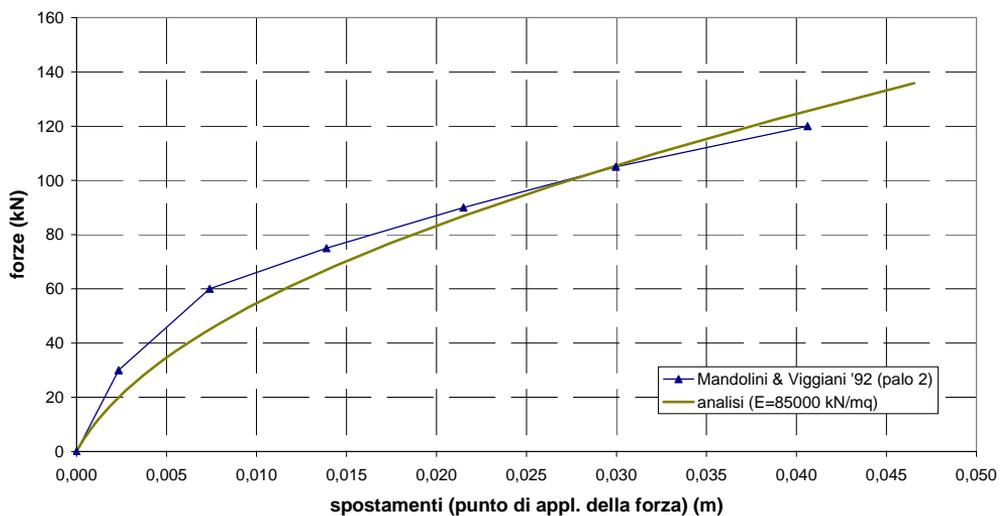


Figura 5.91. Mandolini & Viggiani (1992), palo 2: curve carichi – spostamenti.

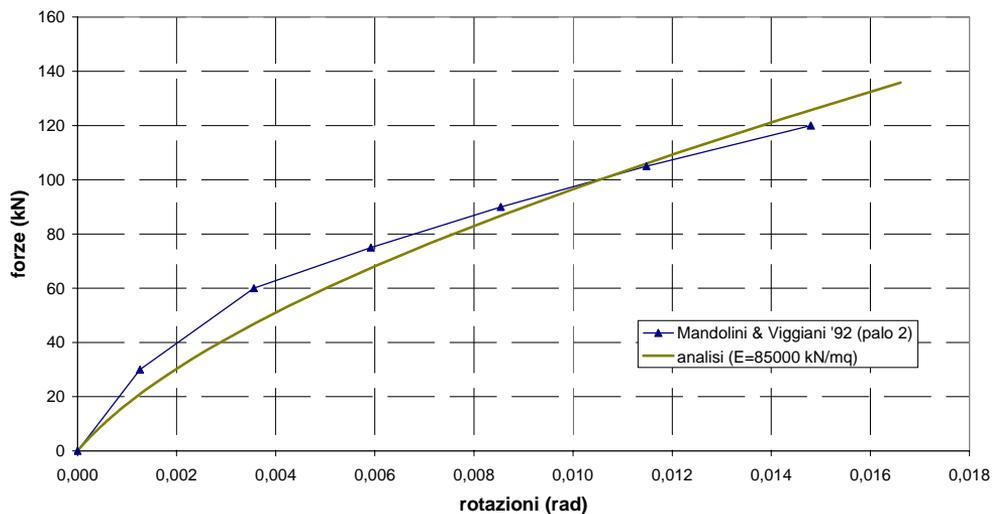


Figura 5.92. Mandolini & Viggiani (1992), palo 2: curve carichi – rotazioni.

5.2.2.6 PORTUGAL & SÊCO E PINTO (1993)

Le prove sono state realizzate in Portogallo, nei pressi del fiume Sado, al fine di raccogliere informazioni sul comportamento delle strutture di fondazione di un ponte nei pressi di Alcàcer do Sal. Sono state realizzate prove statiche su tre pali. Di due di questi (palo 1 e palo 2) sono riportati i risultati in termini di curve carico – spostamenti e carichi – momenti massimi. Il caso relativo al palo 2 è stato analizzato a ritroso anche da REESE & VAN IMPE (2001).

Pali.

I pali sottoposti a prova sono pali trivellati di grande diametro. Sono stati sottoposti a prova tre pali, e le caratteristiche geometriche e meccaniche, in termini di lunghezza L , diametro D , modulo di Young E_p e momento d'inerzia I_p , sono riportate in tabella 5.13. I valori del momento d'inerzia I_p riportati inducono a ritenere che si tratti di pali a sezione quadrata.

Durante la realizzazione della prova, sono stati misurati gli spostamenti e le rotazioni della testa dei pali, le deformate e la distribuzione delle deformazioni lungo il fusto del palo. Da queste ultime, si è ricavato l'andamento dei momenti flettenti. Il carico è applicato, sul palo 2, con un'eccentricità e di 0,2 m. Non è riportata l'eccentricità di applicazione del carico sugli altri pali.

In riferimento al palo 2, l'armatura è costituita da 35 barre dal diametro di 25 mm. La resistenza a compressione del calcestruzzo è di 33,5 MPa, quella allo snervamento dell'acciaio è di 400 MPa. (REESE & VAN IMPE, 2001).

Pile	Length (m)	Diameter (m)	E (GPa)	I (m ⁴)
1	24	1.00	29.0	0.08
2	40	1.20	31.5	0.19
3	40	1.20	30.5	0.20

Tabella 5.13. Caratteristiche geometriche e meccaniche dei pali (da Portugal & Sêco e Pinto, 1993).

Terreno.

La vallata interessata dalla realizzazione del ponte, e quindi dalle prove sui pali, è costituita, per i primi 40 m di profondità, da materiale alluvionale, giacente al di sopra di uno strato di roccia calcarea. Le caratteristiche dei terreni presenti in sito (successione di quattro strati nei citati 40 m) sono state determinate mediante prove in sito (prove penetrometriche statiche e dinamiche, prove scissometriche) e prove di laboratorio (determinazione delle proprietà indice e realizzazione di prove di compressione triassiale). Nella tabella 5.14 sono riassunte le principali caratteristiche dei terreni presenti, in termini di numero di colpi della prova SPT, resistenza all'avanzamento della punta nella prova CPT, coesione non drenata c_u ,

angolo d'attrito ϕ e peso dell'unità di volume γ . Come si evince dalla tabella, si è in presenza di un terreno stratificato nel quale si rinviene una successione di strati coesivi (limo) alternati a strati incoerenti (sabbia). Gli strati significativi ai fini della risposta sono i primi due.

La posizione della falda non è esplicitamente riportata; si assume sia prossima al piano campagna (REESE & VAN IMPE, 2001).

Le prove condotte da PORTUGAL & SÊCO E PINTO (1993) sono le uniche, nel complesso di quelle analizzate, a risentire in maniera significativa delle caratteristiche meccaniche sia del primo che del secondo strato.

Strata type	Depth limits (m)	SPT (N)	CPT (MPa)	c_u (kPa)	'p-y' code	Input parameters
Silty mud	0-3.5	2	-	20	6	$c_u = 20$ kPa $\gamma = 16$ kN/m ³
Sand	3.5-8.5	8-14	2-6	-	5	$\phi' = 30^\circ$ $\gamma = 19$ kN/m ³
Muddy complex	8.5-23	2-6	-	32	6	$c_u = 32$ kPa $\gamma = 16$ kN/m ³
Sandy complex	23-40	5-20	2-8	-	5	$\phi' = 35^\circ$ $\gamma = 19$ kN/m ³

Tabella 5.14. Caratteristiche geotecniche del sito (da Portugal & Sêco e Pinto, 1993).

Palo 2. Risultati e analisi.

Il momento flettente $E_p I_p$ del palo, in base ai dati forniti dagli autori, è pari a $5,99 \cdot 10^6$ kN m². Le analisi numeriche sono state realizzate assegnando al terreno sia il profilo di resistenza delle argille *poco consistenti* (analisi 1) sia il profilo di resistenza delle argille *consistenti* (analisi 2). Le proprietà meccaniche del terreno, in entrambi i casi, sono quelle indicate da PORTUGAL & SÊCO E PINTO (1993): $c_u = 20$ kPa per il primo strato coesivo, $\phi = 30^\circ$ per il successivo strato sabbioso. Le caratteristiche del terzo strato (limo, $c_u = 32$ kPa) e del quarto (sabbia, $\phi = 35^\circ$) sono poco influenti ai fini della determinazione della risposta del palo. Allo strato di limo sabbioso è stato assegnato un valore del modulo di elasticità E pari a 6000 kN/m² nella analisi 1, pari a 23000 kN/m² nella analisi 2. Per il sottostante strato sabbioso, in entrambi i casi, si è posto $E = 45000$ kN/m².

Nelle figure 5.93 e 5.94 sono riportate le curve carichi – spostamenti e le curve carichi – momenti massimi ottenute sperimentalmente e numericamente, conducendo le due analisi citate. L'accordo è buono in entrambi i casi; l'analisi 2 (relativa ad argille *consistenti*), tuttavia, restituisce più fedelmente l'andamento registrato in sito dagli autori. REESE & VAN IMPE (2001) hanno analizzato il

caso, con un programma basato sul metodo delle curve $p - y$, adottando i criteri di scelta dei parametri relativi alle argille dure.

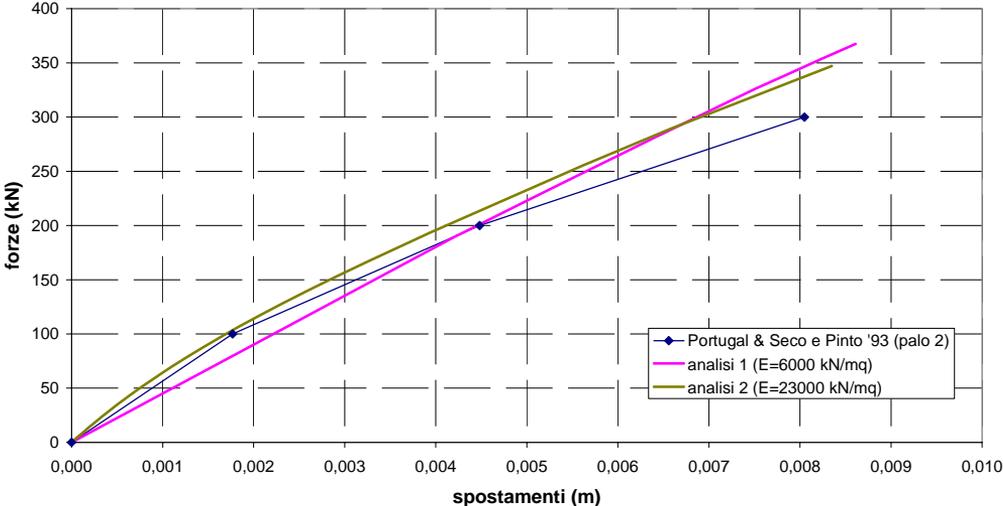


Figura 5.93. Portugal & Sêco e Pinto (1993), palo 2: curve carichi – spostamenti.

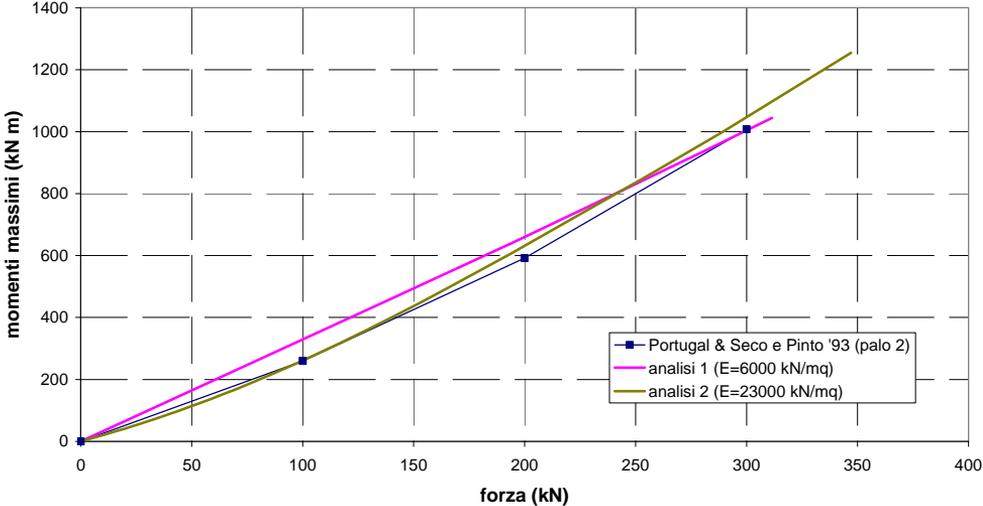


Figura 5.94. Portugal & Sêco e Pinto (1993), palo 2: curve carichi – momenti massimi.

Carico limite.

Il valore di carico limite, calcolato alla KULHAWY & CHEN (1995) in base ai dati sperimentali a disposizione, è pari a 806 kN. Il momento di formazione della cerniera plastica nel palo M_{ult} , valutato in base ai dati forniti da REESE & VAN IMPE (2001) ($R_{ck} = 33,5$ MPa, $\sigma_y = 400$ MPa) è stato stimato pari a 3370 kN m. A partire da questo valore, le analisi forniscono dei valori di carico limite H_{lim} pari a 855 kN (analisi 1) e 758 kN (analisi 2).

5.2.2.7 ROLLINS ET AL. (1998)

Il campo prova è finalizzato a studiare il comportamento di gruppi di pali disposti ad interassi ridotti, quando sottoposti ad azioni orizzontali, statiche o dinamiche. Le prove sono state realizzate nei pressi dell'aeroporto internazionale di Salt Lake City, ed hanno interessato un palo singolo ed un gruppo di 9 pali, disposti secondo una configurazione quadrata 3x3. Di seguito si fa riferimento ai risultati ottenuti sottoponendo a prova di carico orizzontale statica un palo singolo ed isolato, testato per comparazione col gruppo. Il palo singolo è posto ad una distanza di 1,8 m dal gruppo (5,5 diametri), ritenuta sufficiente a non far insorgere fenomeni di interazione, ma abbastanza piccola affinché le caratteristiche del terreno risultino analoghe a quelle del gruppo. I risultati relativi alle prove statiche condotte sul gruppo si riportano nel capitolo 6.

Terreno.

Al fine di definire accuratamente il profilo del sottosuolo e le caratteristiche meccaniche dei terreni, è stata condotta una vasta campagna sperimentale, che ha compreso la realizzazione di prove di laboratorio e di prove in sito. Nell'ambito delle prove in sito, sono state realizzate prove di penetrazione dinamica (SPT), statica (CPT), prove dilatometriche (DMT), prove con il pressiometro (PMT), prove scissometriche (VST) e prove *down - hole* di misurazione delle onde di taglio. Sono stati prelevati campioni di terreno, sia disturbati che indisturbati. Le prove di laboratorio hanno consentito la determinazione della distribuzione granulometria delle particelle, dei limiti di Atterberg, della rigidità di taglio e delle caratteristiche di consolidazione. Il profilo di terreno ricavato e un compendio dei risultati ottenuti dalle prove è contenuto in figura 5.95. I risultati dettagliati del complesso delle prove eseguite è riportato in PETERSON & ROLLINS (1996).

Lo strato superiore di ghiaia riportato in figura, che si protrae fino ad una quota di 1,70 m, è stato rimosso prima dell'installazione dei pali. Poiché la risposta del palo alle azioni orizzontali è determinata essenzialmente dalle caratteristiche del terreno entro i primi 10-15 diametri, gli strati superficiali sono quelli sui quali si è riposto maggiore interesse. I primi strati sono costituiti da limo ed argilla a bassa plasticità, denominati rispettivamente ML e CL nel sistema di classificazione USCS. Questi

strati si estendono fino ad una quota di 2,8 m dal nuovo piano campagna (circa 8D); il fuso granulometrico evidenzia la presenza prevalente di particelle limose (50 – 75%); il contenuto argilloso varia fra 10 ed il 25%. La coesione non drenata varia generalmente fra 25 e 50 kPa. In corrispondenza del piano campagna, tuttavia, si sono riscontrati valori più elevati di coesione (la c_u è pari anche a 100 kPa) per effetto del processo di sovraconsolidazione dovuto all'essiccazione degli strati. Le prove di consolidazione indicano che il terreno è sovraconsolidato fino ad una profondità di 8 m circa. Lo strato di terreni coesivi sovrasta uno strato di sabbie poco uniformi con grani di medie dimensioni e sabbie limose, classificate come SP ed SM. La densità relativa delle sabbie, determinata dalle prove SPT e CPT, è compresa fra 65 – 85%. Lo stato di addensamento varia, dunque, fra denso e molto denso.

La falda è situata nei pressi del piano campagna.

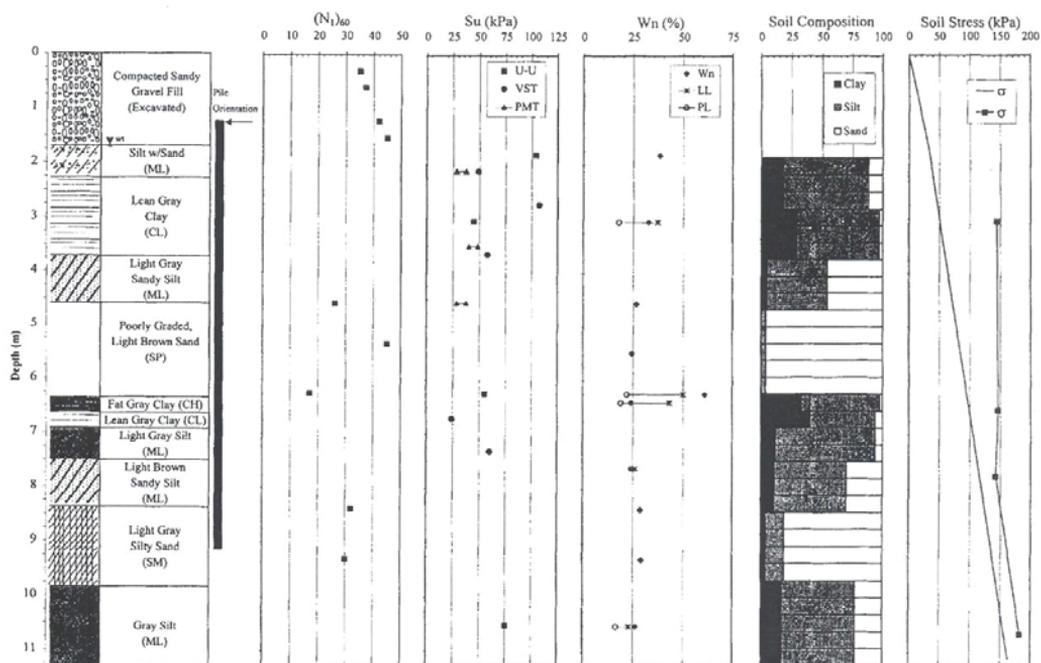


Figura 5.95. Stratigrafia e risultati delle indagini in sito ed in laboratorio (da Rollins et al., 1998)

Caratterizzazione del terreno.

Allo strato superficiale di limo ed argilla, dello spessore di 2,90 m, si è attribuito, sulla base dei dati riportati in figura 5.95, un profilo di coesione non drenata c_u variabile linearmente con la profondità fra 70 kPa, a piano campagna, e 50 kPa alla base dello strato. In tale modo si è ritenuto di portare in conto la

sovracconsolidazione della crosta superficiale. ROLLINS ET AL (1998) attribuiscono a questo strato un valore di coesione non drenata c_u costante, pari a 50 kPa; il loro profilo, tuttavia, è espressamente definito *conservativo*. Gli strati sottostanti il primo assumono, progressivamente, una rilevanza minore ai fini della determinazione della risposta del palo alle azioni orizzontali. Allo strato di sabbia, compreso fra quote di 2,90 e 4,60 m (quote riferite al nuovo livello del piano campagna), si è assegnato un valore di angolo d'attrito di 38° , in conformità con le indicazioni degli autori. La stratigrafia presenta la successione di un'ulteriore strato coesivo (limo sabbioso, fino a 6,60 m; si è posto $c_u = 50$ kPa) ed un ulteriore strato incoerente (sabbia limosa; si è posto $\phi = 36^\circ$).

Pali.

I pali sono cilindrici, cavi, in acciaio, con l'estremità inferiore chiusa. Hanno un diametro interno di 305 mm ed uno spessore di 9,5 mm; sono stati battuti nel terreno fino ad una quota di 9,1 m. Il modulo elastico dell'acciaio è di 200 GPa e la tensione di snervamento pari a 331 MPa. All'interno dei pali è stato disposto un inclinometro e dei trasduttori di deformazione, e l'interno del cilindro è stato successivamente riempito con calcestruzzo ghiaioso. Le proprietà del calcestruzzo di riempimento, determinate in base a prove di laboratorio, indicano una resistenza a compressione di 20,7 MPa ed un modulo elastico di 17,5 GPa.

L'inclinometro è disposto al centro di ciascun palo (il singolo e i pali del gruppo); le letture degli spostamenti vengono realizzate ogni 0,61 m (2 ft), per ogni incremento di carico. I trasduttori di deformazione sono del tipo a barra, e sono installati nel palo singolo ed in tre pali del gruppo, uno per ogni fila. La barra di rilevazione dei trasduttori è progettata per avere il medesimo modulo elastico del calcestruzzo di riempimento nel palo, in modo da evitare irrigidimenti locali. Le barre di rilevamento dei trasduttori sono a loro volta attaccate al tubo inclinometrico mediante delle staffe. I trasduttori sono allineati con gli assi della prova e posti nei pressi della faccia interna del palo in acciaio, nella regione di tensioni massime. La disposizione della strumentazione e le quote in cui sono collocati i trasduttori è riportata in figura 5.96.

Realizzazione della prova.

Il carico è stato applicato mediante un martinetto idraulico con una capacità di 1,34 MN. La prova sul palo singolo è stata realizzata 8 mesi dopo la battitura dei pali, un intervallo di tempo ritenuto sufficiente a consentire la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali indotte dall'installazione del gruppo. La forza è applicata a 0,4 m dal piano campagna.

Il carico è stato applicato in forma incrementale. Ogni incremento è mantenuto per 10 min, cui seguivano 20-30 min necessari alla lettura degli strumenti. In corrispondenza di due passi di sollecitazione intermedi, il carico è stato rilasciato e quindi riapplicato, per definire le curve di scarico e ricarico del palo singolo e del gruppo.

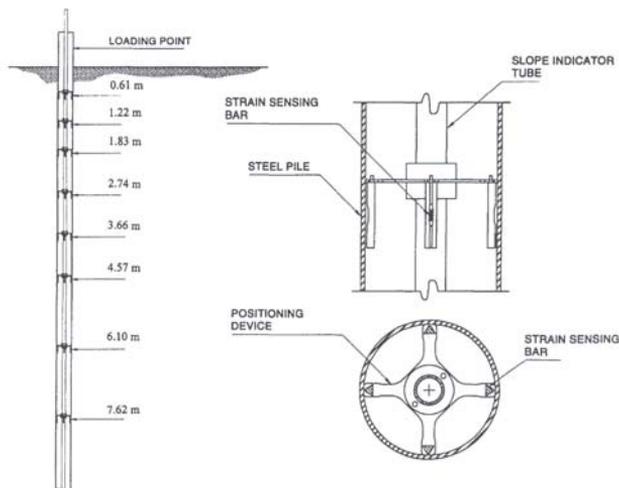


Figura 5.96. Palo di prova e strumentazione (da Rollins et al., 1998)

Risultati e analisi.

Le analisi realizzate con il programma di calcolo in relazione alla prova sul palo singolo sono due: la prima (analisi 1) realizzata assegnando al terreno il profilo di resistenza delle argille *consistenti*, la seconda (analisi 2) assegnando ad esso quello delle argille *poco consistenti*. La caratterizzazione geotecnica dei terreni in sito adottata nelle analisi è stata già descritta. I valori del modulo di elasticità E assegnati allo strato limoso sono pari, rispettivamente, a 65000 kN/m^2 (analisi 1) e 8000 kN/m^2 (analisi 2). Al sottostante strato di sabbie si è assegnato un valore $E = 7000 \text{ kN/m}^2$. L'influenza di tale valore sulla risposta globale è molto contenuta.

La rigidezza flessionale del palo è stata valutata in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche dei materiali che lo costituiscono indicate dagli autori. Se ne è dedotto un valore di $E_p I_p$ pari a $3,07 \cdot 10^4 \text{ kN m}^2$.

Si riportano, di seguito, le curve carichi – spostamenti e carichi – momenti flettenti massimi ottenute sperimentalmente ed analiticamente, realizzando le due analisi citate (figure 5.97 e 5.98). L'analisi 2 (profilo di resistenza del terreno relativo ad *argille poco consistenti*) si dimostra idoneo a riprodurre i dati sperimentali, sia in termini di spostamenti in testa del palo sia, e soprattutto, in termini di momenti flettenti massimi. L'analisi 1 (profilo di resistenza del terreno relativo ad *argille consistenti*) si mostra meno accurata.

In figura 5.99 sono altresì riportati i profili del momento flettente agente lungo il fusto del palo in corrispondenza di due livelli di carico. I risultati sperimentali sono posti a confronto con quelli numerici, relativi alla sola analisi 2.

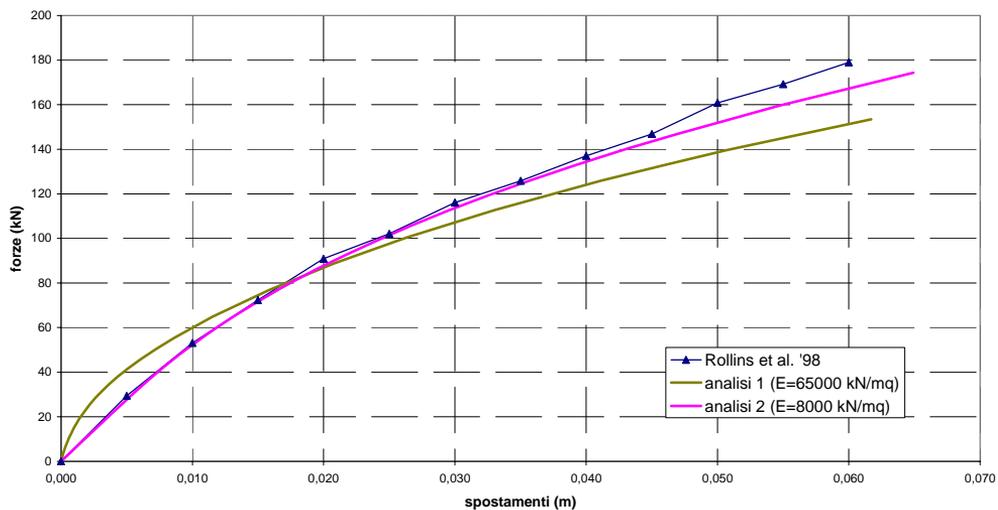


Figura 5.97. Rollins et al. (1998): curve carichi – spostamenti.

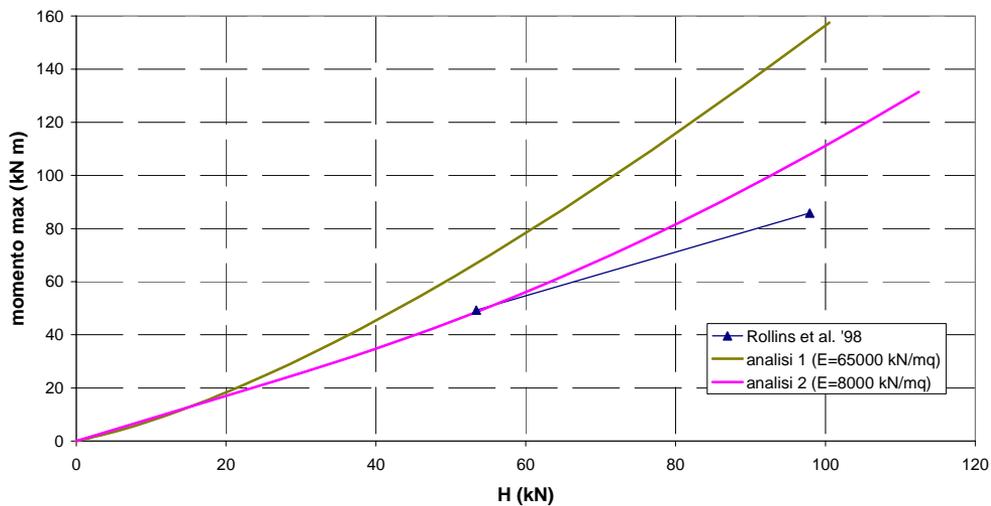


Figura 5.98. Rollins et al. (1998): curve carichi – momenti massimi.

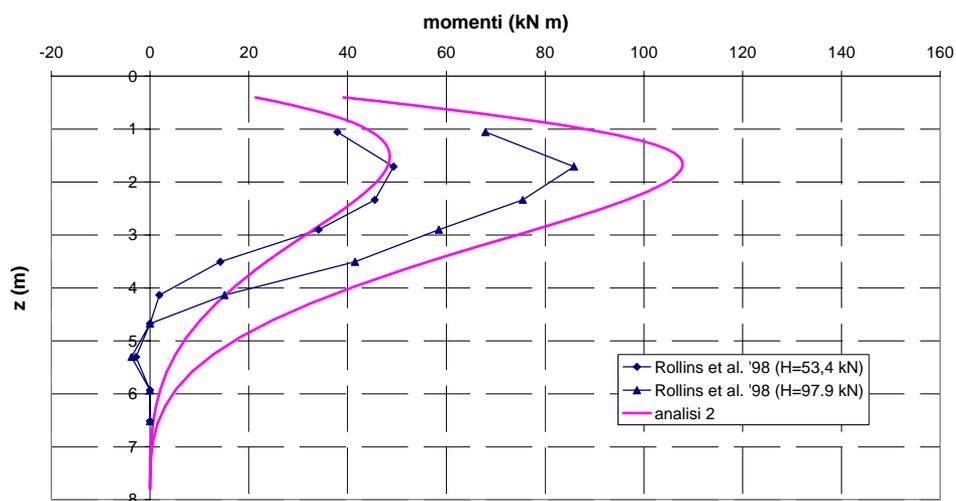


Figura 5.99. Rollins et al. (1998): profilo dei momenti flettenti.

5.2.2.8 SOUSA COUTINHO (2000)

Le prove riportate dagli autori sono state realizzate nel contesto di un programma di ricerca finalizzato a studiare il comportamento dei pali di fondazione sotto azioni orizzontali, in vista della realizzazione di numerosi nuovi ponti autostradali, in Portogallo. Sono state realizzate, nel complesso, sette prove di carico orizzontale in corrispondenza di tre differenti ponti. Nell'articolo, sono riportati i risultati di due di queste prove, condotte nei pressi del fiume Arade. La prima fa riferimento ad un palo singolo, caricato fino a rottura, ed è riportata di seguito; la seconda a due gruppi di 16 pali, spinti l'uno contro l'altro. Sul gruppo di pali sono stati applicati carichi non superiori a quelli di esercizio, poiché costituiscono parte integrante della palificata di fondazione del ponte.

Pali. I pali sono pali trivellati del tipo *Benoto*. La loro messa in opera in sito prevede, contemporaneamente alla realizzazione del foro, l'inserimento di una camicia di acciaio per il suo sostegno. La camicia è immessa nel terreno con un moto continuo semi-rotatorio, al fine di impedire che questa aderisca al terreno. Al momento del getto di calcestruzzo, la camicia in acciaio è stata rimossa. La lunghezza dei pali è di circa 48 m ed il diametro nominale di 1,1 m. Mediante prove di laboratorio, si è determinato un valore medio del modulo di Young del calcestruzzo pari a 38,4 GPa. Prima del getto di calcestruzzo, è stata inserita nel foro un'armatura di rinforzo costituita da 12 barre dal diametro di 25 mm.

I pali sono stati strumentati mediante trasduttori di deformazione per la misura dei momenti flettenti lungo il fusto. Le caratteristiche della strumentazione sono accuratamente descritte in SOUSA COUTINHO ET AL. (2000). I trasduttori di deformazione a resistenza elettrica sono stati applicati, a coppie, alle barre dell'armatura, in posizione diametrale, in asse alla direzione di applicazione del carico. Sono state disposte 15 coppie di trasduttori, ad intervalli di 1 m le prime 10, di 2 m le rimanenti cinque. I dati relativi ai momenti flettenti, ad ogni modo, non sono riportati. Gli spostamenti della testa del palo sono stati valutati con metodi topografici, mediante teodoliti elettronici. Le rotazioni della testa del palo, invece, sono state valutate tramite inclinometri a bolla.

Il carico è stato applicato, mediante un martinetto idraulico, facendo contrasto su una coppia di pali impediti di ruotare in testa. La forza applicata misurata mediante una cella di carico e due manometri. L'eccentricità di applicazione del carico e è di 0,3 m.

Terreno.

Le caratteristiche del terreno in corrispondenza del sito in esame sono riportate in figura 5.100. La successione stratigrafica prevede uno strato di argilla limosa tenera (fino a 12 m di profondità), cui segue uno strato di sabbia argillosa (fino a 26 m) ed uno di sabbia grossa e ciottoli (fino a 44 m). Al di sotto, è stato rinvenuto il substrato roccioso. Nella figura 5.100 sono altresì riportate le proprietà meccaniche degli strati, in termini di numero di colpi N_{SPT} della prova penetrometrica dinamica, di peso dell'unità di volume γ e di coesione non drenata c_u . Ai fini della determinazione della risposta del sistema palo – terreno alle azioni orizzontali, lo strato significativo è il primo.

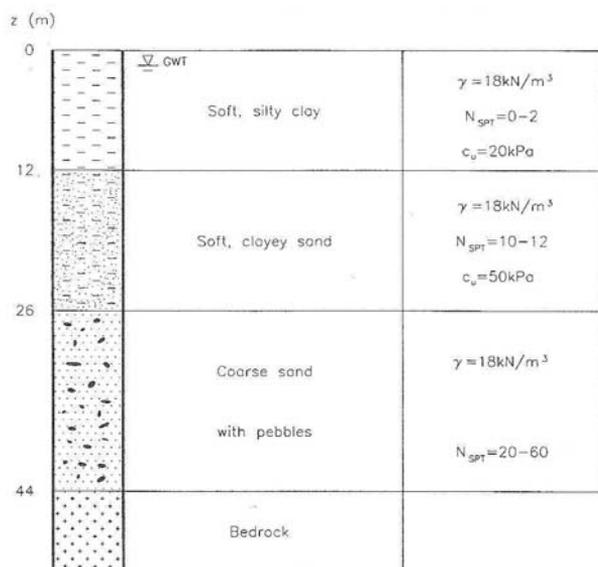


Figura 5.100. Stratigrafia e caratteristiche geotecniche del terreno (da Sousa Coutinho, 2000).

Risultati e analisi.

La rigidezza flessionale $E_p I_p$ del palo è stata valutata considerando il contributo della barre di armatura ed è pari a $2,83 \cdot 10^6 \text{ kN m}^2$. Il profilo di terreno adottato è quello riportato dall'autore in figura 5.100. L'assenza di una descrizione dettagliata dei risultati delle indagini non consente una determinazione autonoma dei valori e dei profili della coesione non drenata c_u al variare della profondità. Nelle analisi si è attribuito al terreno un modulo di Young di 47000 kN/m^2 ; il profilo di resistenza è quello relativo ad argille *poco consistenti*.

Sono riportati (figure 5.101 e 5.102) gli andamenti delle curve carichi – spostamenti a piano campagna e carichi – rotazioni in testa. Gli accordi sono buoni.

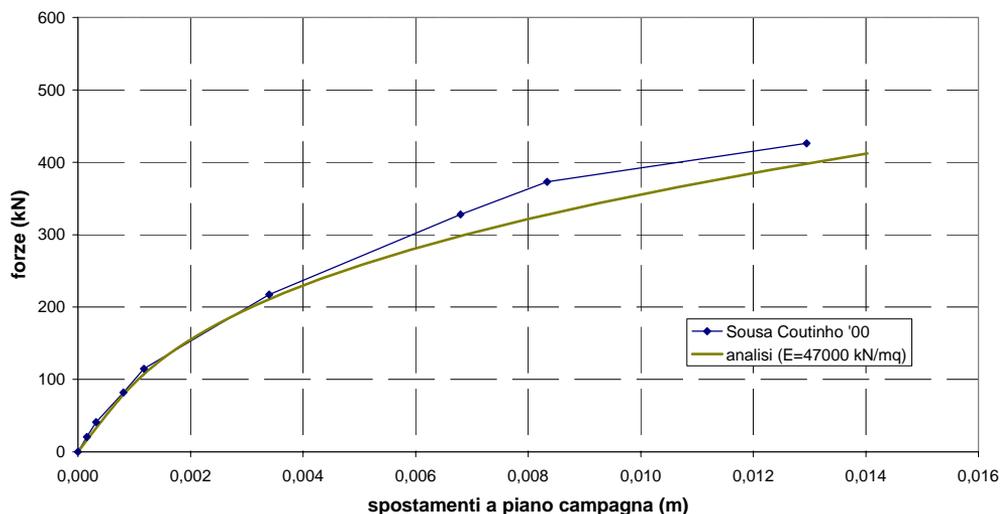


Figura 5.101. Sousa Coutinho (2000): curve carichi – spostamenti.

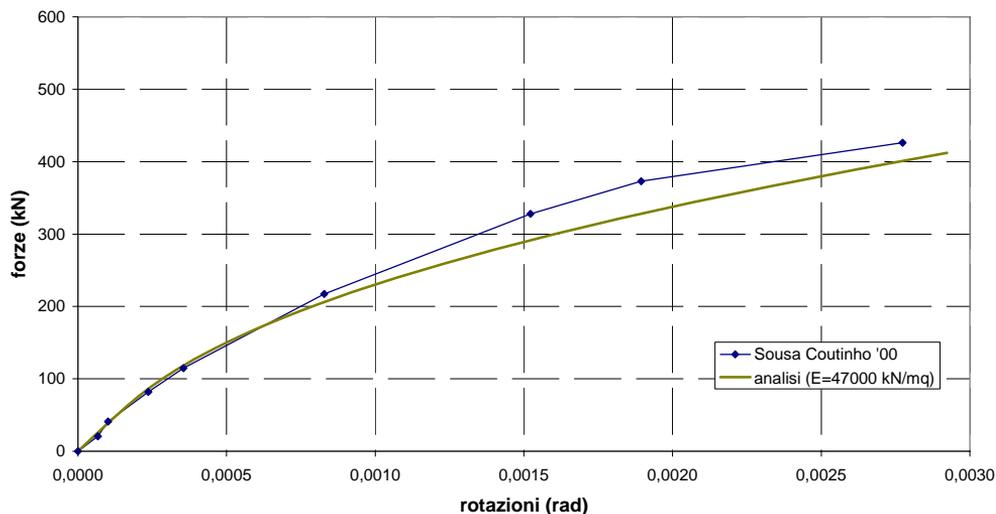


Figura 5.102. Sousa Coutinho (2000): curve carichi – rotazioni.

Carico limite.

Il carico limite del palo H_{lim} , dedotto con il metodo dell'iperbole (KULHAWY & CHEN, 1995) a partire dai dati sperimentali, fornisce un valore di 599 kN. Il carico massimo di prova è pari a 426 kN. Il momento ultimo del palo, responsabile della formazione della cerniera plastica, è stato ottenuto assumendo una tensione di snervamento dell'acciaio delle armature pari a 440 kPa e una resistenza a compressione del calcestruzzo R_{ck} pari a 45 MPa. Quest'ultimo valore è stato ricavato a partire dal valore del modulo di Young del calcestruzzo, ricorrendo alle relazione empirica:

$$R_{ck} = \left(\frac{E_{cls}}{5700} \right)^2 = 45,4 \text{ MPa} \quad (5.56)$$

Se ne è ricavato un valore del momento M_{ult} pari a 1025 kN m, cui corrisponde un carico limite, nelle analisi, di 366 kN. Tale valore è significativamente minore di quello dedotto a partire dai dati sperimentali. La distribuzione delle resistenze del terreno con la profondità, adottata nelle analisi, risulta cautelativa per i pali di grandi diametro, in particolare, al crescere del carico, in riferimento all'andamento dei momenti flettenti massimi. La sovrastima di questi ultimi è responsabile a sua volta di una sottostima del valore di carico limite (analoghi risultati sono stati osservati in LU, 1981; paragrafo 5.2.2.3).

5.2.2.9 ROLLINS ET AL. (2005b)

Nei medesimo sito in cui ROLLINS ET AL. (1998) avevano realizzato prove di carico orizzontale su un palo singolo e su un gruppo di 9 pali, sono state condotte, alcuni anni dopo, ulteriori prove, sia statiche sia dinamiche. Queste hanno riguardato un nuovo gruppo, costituito da 15 pali disposti secondo una configurazione 3x5, ed un nuovo palo singolo, sottoposto a prova per esigenze di confronto col gruppo. I risultati relativi al gruppo si riportano nel capitolo 6. Di seguito si fa riferimento al palo singolo.

Terreno.

Come accennato, il sito nel quale sono state realizzate le prove è lo stesso in cui, in precedenza, ROLLINS ET AL. (1998) avevano condotto altre prove di carico orizzontale. Si faccia dunque riferimento al paragrafo 5.2.2.7 per una descrizione delle caratteristiche del terreno.

Pali.

I pali sono cilindrici, cavi, in acciaio, con l'estremità inferiore chiusa. Hanno un diametro esterno di 324 mm ed uno spessore di 9,5 mm; sono stati battuti nel terreno fino ad una quota di 11,6 m, e fuoriescono dalla superficie del piano campagna per 2,1 m. La tensione di snervamento dell'acciaio costituente il palo è di 400 MN/m^2 . Il momento d'inerzia è di $1,16 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$. I pali sono strumentati per la determinazione dei momenti flettenti con trasduttori di deformazione, applicati a coppie esternamente al tubo, in corrispondenza di 15 differenti quote. Per proteggere gli strumenti, sono state saldate al fusto del palo delle protezioni in ferro. Il momento d'inerzia comprensivo del contributo delle protezioni è pari a $1,43 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$. Le letture degli spostamenti delle teste dei pali sono affidate a trasduttori di spostamento LVDT.

Realizzazione della prova.

Il carico è stato applicato, ad incrementi successivi, mediante un martinetto idraulico con una capacità di 1,34 MN. La prova è stata realizzata con sollecitazioni cicliche a spostamenti controllati: ad ogni incremento, ha fatto seguito una serie di 15 cicli; per ogni ciclo si è imposto di non superare il valore di spostamento della testa del palo corrispondente al primo ciclo. In questo modo, si è valutata la riduzione di resistenza offerta dal terreno al crescere del numero di cicli. L'obiettivo della realizzazione di una prova ciclica a spostamenti controllati è quello di garantire che la risposta del terreno al primo ciclo di ogni successivo incremento non sia condizionata dalle oscillazioni precedenti; la risposta al primo ciclo di ogni incremento individua, in tal modo, il comportamento statico del palo. A questo si fa riferimento nell'analisi a ritroso.

Risultati e analisi.

Le proprietà geometriche e meccaniche del palo sono espressamente indicate dagli autori; la rigidezza flessionale $E_p I_p$ del palo è dunque pari a $2,86 \cdot 10^4 \text{ kN m}^2$. La caratterizzazione del terreno, in termini di valori della coesione non drenata c_u , di profilo di resistenza (argille *poco consistenti*), di valore del modulo di Young ($E = 8000 \text{ kN/m}^2$), è stata determinata nell'analisi a ritroso riportata nel paragrafo 5.2.2.7.

Il dato non disponibile, in riferimento alla prova di ROLLINS ET AL. (2005b) è il valore dell'eccentricità e di applicazione del carico sul palo; per quanto indicato, questa è compresa fra 0 e 2,1 m. L'analisi a ritroso è stata finalizzata ad individuare tale valore. Ponendo $e = 1 \text{ m}$, si ottiene un andamento della curva analitica carichi – spostamenti riportato, assieme all'andamento sperimentale, in figura 5.103. A fini di raffronto, è altresì riportato l'andamento sperimentale e analitico della curva carichi – spostamenti relativa al palo singolo sottoposto a prova, negli stessi terreni, da ROLLINS ET AL. (1998). In quel caso, l'eccentricità e era pari a 0,4 m.

L'andamento dei momenti flettenti non è riportato nell'articolo.

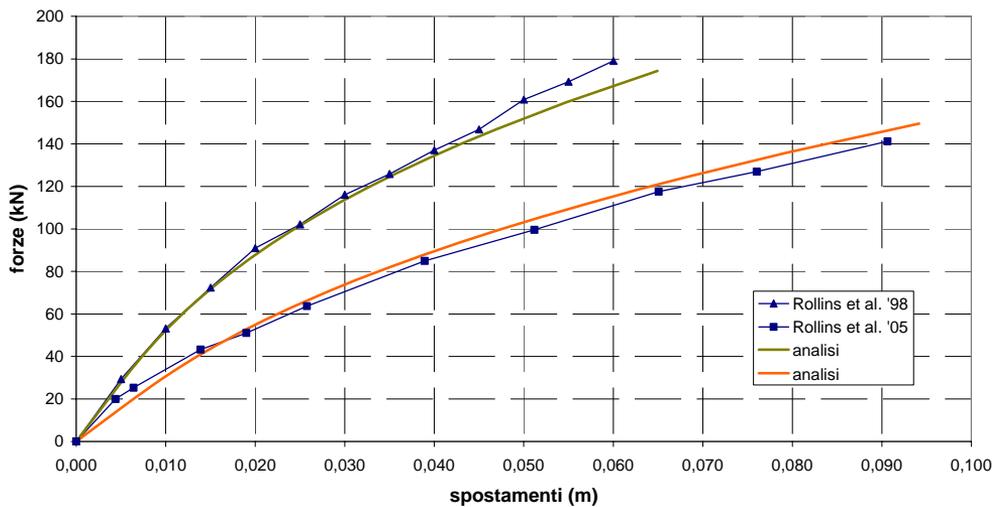


Figura 5.103. Rollins et al. (1998; 2005b): curve carichi – spostamenti a confronto.

5.2.2.10 ILYAS ET AL. (2004)

Gli autori hanno realizzato delle prove di carico orizzontale in centrifuga su gruppi di pali quadrati, sia in argille normalconsolidate sia in argille sovraconsolidate. I gruppi sottoposti a prova, disposti secondo configurazioni quadrate o rettangolari, sono costituiti da un numero minimo di 2 pali ad un numero massimo di 16; gli interassi s adottati sono pari a 3 volte o a 5 volte il lato del palo. A fini di confronto tra il comportamento del gruppo e quello dei pali singoli, sono state realizzate prove di carico orizzontale anche su pali isolati. In questo paragrafo si farà riferimento ai risultati ottenuti su questi ultimi. Per i risultati ottenuti sui gruppi si veda il capitolo 6. Le prove sono state realizzate in centrifuga, con un'accelerazione di 70 g . I pali sono stati installati nel terreno ad 1 g .

Terreno.

Il materiale utilizzato per le prove in centrifuga è costituito da un impasto di argilla caolinica, caratterizzato dalle seguenti proprietà: peso medio dell'unità di volume γ : 16 kN/m^3 ; contenuto d'acqua medio w : 66%; limite liquido w_L : 79,8%; limite plastico w_P : 35,1%; indice di compressione C_c : 0,55; indice di ricomprensione C_s : 0,14; permeabilità: $2 \cdot 10^{-8}$ m/s.

Alla base del contenitore cilindrico della centrifuga sono stati disposti 30 mm di sabbia. L'argilla normalconsolidata è stata preparata mescolando accuratamente l'impasto caolinico, con un contenuto d'acqua pari al 150% del limite liquido. Il

campione è stato quindi lasciato all'aria aperta per 24 h e successivamente depositato nel contenitore. Lo spessore originario dello strato di argilla è di 380 mm (26,6 m nella scala del prototipo). L'argilla è stata consolidata sotto il suo stesso peso ad un'accelerazione di 70 g; in tal modo si è consentita la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali attraverso la superficie superiore dello strato di argilla e attraverso le aperture poste alla base del contenitore della centrifuga, al di sotto dello strato sabbioso. Sono state effettuate misurazioni della pressione interstiziale per monitorare il processo di consolidazione; per ottenere un grado di consolidazione del 95% in uno spessore di 245 mm (17,1 m nella scala del prototipo) sono state necessarie 6 ore.

Per determinare il profilo di rigidità del terreno dopo la consolidazione si è fatto ricorso alla prova penetrometrica *con barra a T*, realizzata con la centrifuga in azione. Tale tipo di prova è stata messa a punto per individuare le proprietà di resistenza dei materiali all'interno della centrifuga; prevede l'infissione di un penetrometro a forma di T a velocità controllata, con contemporanea misura, mediante cella di carico, della resistenza offerta dal terreno (STEWART & RANDOLPH, 1991). In base ai risultati della prova, si è determinato un andamento della coesione non drenata c_u variabile linearmente da un valore nullo a piano campagna fino ad un valore di 20 kPa a 15 m di profondità (nella scala del prototipo). L'argilla può essere considerata tenera.

L'argilla sovraconsolidata è stata ottenuta disponendo, al di sopra dello strato di caolino preparato secondo le modalità già descritte, un sovraccarico di 60 kPa, ad 1 g, per una settimana. L'argilla è stata quindi fatta consolidare sotto il suo peso ad un'accelerazione di 70 g, per 6 ore, raggiungendo un grado di consolidazione minimo del 95%. Lo spessore finale dello strato di argilla sovraconsolidata è risultato di 245 mm (17,1 m nella scala del prototipo).

Le prove penetrometriche con barra a T realizzate sul terreno hanno fornito un andamento della coesione non drenata c_u variabile linearmente da un valore di 10 kPa a piano campagna ad un valore di 25 kPa a 15 m di profondità (nella scala del prototipo). Il grado di sovraconsolidazione decresce gradualmente da circa 8 al piano campagna a circa 1 ad 8 m di profondità.

Pali.

I pali sono quadrati, cavi, in alluminio. La larghezza del palo è di 12 mm (840 mm nella scala 1/70 del prototipo), la lunghezza totale di 260 mm (prototipo: 18,2 m) e la porzione infissa è di 210 mm (prototipo: 14,7 m). La rigidità flessionale $E_p I_p$ del modello è di 384 kN/cm² (prototipo: 9,22 10⁵ kN/m²).

Gli elementi in alluminio sono strumentati con 10 coppie di trasduttori di deformazione utilizzati per il calcolo dei momenti flettenti agenti lungo il fusto del palo. Per calibrare i trasduttori, il palo è stato caricato come una mensola ad 1 g.

Realizzazione della prova.

Al termine della consolidazione del terreno, la centrifuga è stata arrestata e si è proceduto ad installare i pali, utilizzando un attuatore verticale. L'installazione dei pali è avvenuta ad 1 g stante la notevole difficoltà nel controllare la profondità di penetrazione ad alti valori di g . Dopo l'installazione dei pali, la centrifuga è riattivata e mantenuta con un'accelerazione di 70 g per 1 h, per permettere la dissipazione delle sovrappressioni indotte dall'installazione dei pali. Quindi si è applicato il carico, mediante un attuatore orizzontale, agendo a spostamenti controllati, con un tasso di avanzamento di 0,05 mm al secondo. Il carico laterale applicato è misurato mediante una cella di carico; gli spostamenti registrati mediante un trasduttore di spostamenti microlaser non a contatto col palo o col gruppo.

L'eccentricità di applicazione del carico è di 3,5 m, alla scala del prototipo.

Palo in argille NC. Risultati e analisi.

Il palo modellato nelle analisi ha le caratteristiche geometriche e meccaniche del palo prototipo. Secondo le indicazioni di ILYAS ET AL. (2004) si è assunto che la coesione non drenata c_u vari linearmente con la profondità da un valore nullo a piano campagna fino a 20 kPa ad una quota di 15 m. Il profilo di resistenza assegnato al terreno è quello relativo ad argille *poco consistenti*. Il valore del modulo di Young è posto pari a 2000 kN/m².

Di seguito (figure 5.104 e 5.105) sono riportate le curve carico – spostamenti e spostamenti – momenti massimi ottenute mediante le prove in centrifuga, poste a confronto con quelle ottenute numericamente. Le prove realizzate in centrifuga sono state spinte molto avanti, fino a valori di spostamento y della testa del palo pari al lato del palo ($D = 840$ mm). Tali valori sono considerevolmente superiori ai livelli di spostamento generalmente raggiunti con le prove su pali in vera grandezza, che in ogni caso non superano spostamenti pari a 0,2 D ($D =$ diametro del palo). Pur volendo usufruire del maggiore sviluppo delle curve sperimentali di ILYAS ET AL. (2004), si è preferito limitare il confronto analitico con i dati fino a livelli di spostamento pari a 0,5 D . Si riscontra un ottimo accordo.

In figura 5.106 si riporta, inoltre, il profilo dei momenti flettenti agenti lungo il fusto del palo in corrispondenza di 6 livelli di spostamento della testa, posti a confronto con gli andamenti ottenuti dalle analisi.

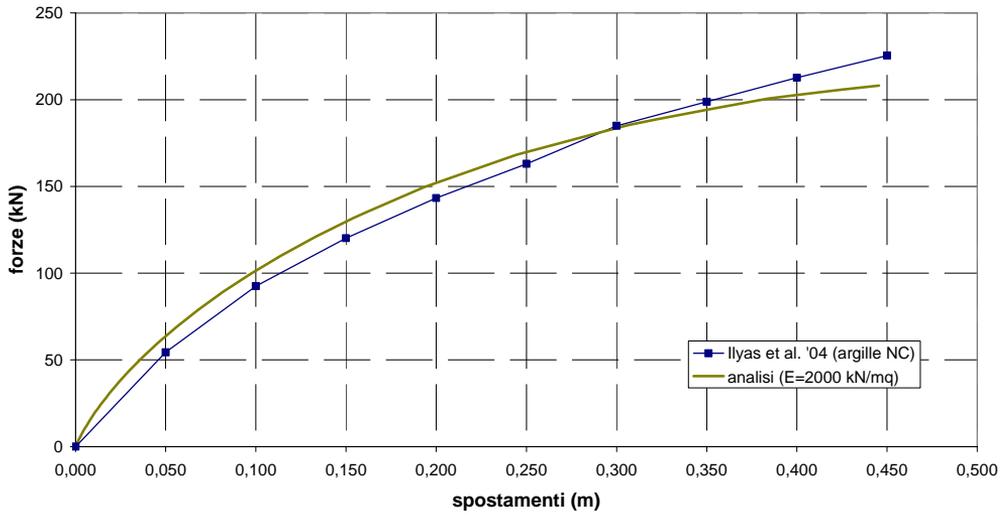


Figura 5.104. Ilyas et al. (2004), argille NC: curve carichi – spostamenti.

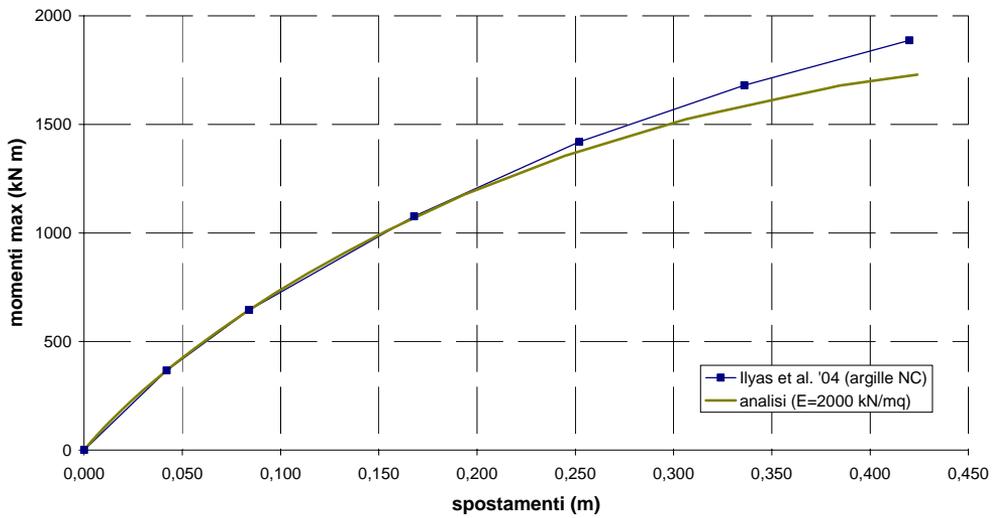


Figura 5.105. Ilyas et al. (2004), argille NC: curve spostamenti – momenti massimi.

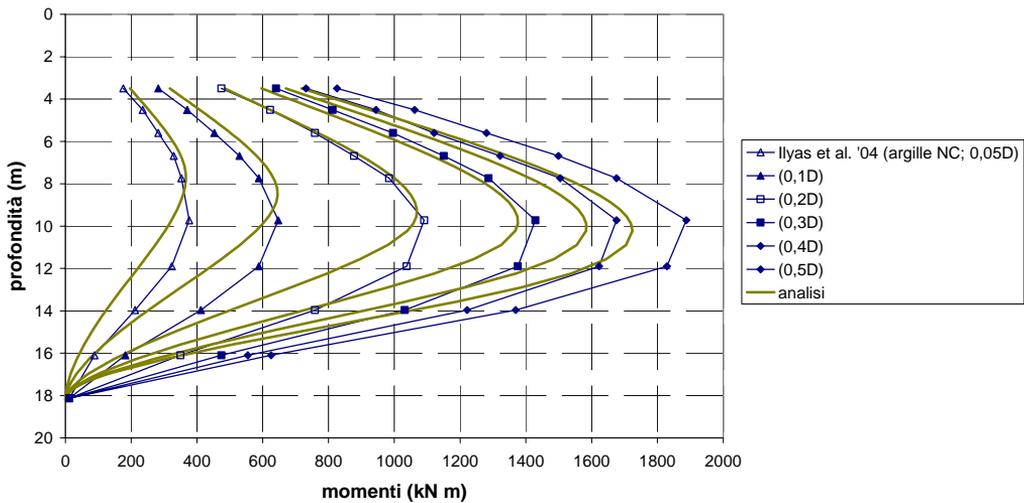


Figura 5.106. Ilyas et al. (2004), argille NC: profili dei momenti flettenti.

Palo in argille OC. Risultati e analisi.

Sono state assegnate al palo le proprietà geometriche e meccaniche del palo prototipo. Il valore della coesione non drenata c_u è stato assunto variabile con la profondità secondo i valori indicati da ILYAS ET AL. (2004): da 10 kPa a piano campagna fino a 25 kPa a 15 m di profondità. È stato utilizzato il profilo di resistenza delle argille *consistenti*, alle quali si è attribuito un valore di $E = 1300 \text{ kN/m}^2$.

Di seguito (figure 5.107 e 5.108) sono riportate le curve carico – spostamenti e spostamenti – momenti massimi ottenute mediante le prove in centrifuga, poste a confronto con quelle ottenute numericamente. Analogamente a come si è agito in relazione alla prova realizzata in argille normalconsolidate, si è preferito limitare il confronto analitico con i dati sperimentali fino a livelli di spostamento pari a $0,5 D$, seppure le prove realizzate in centrifuga siano state spinte fino a valori di spostamento y della testa del palo pari al lato del palo stesso ($D = 840 \text{ mm}$). L'accordo, sia in termini di spostamenti che di momenti flettenti, è ottimo.

È altresì riportato, in figura 5.109, il profilo dei momenti flettenti agenti lungo il fusto del palo in corrispondenza di 6 livelli di spostamento della testa. I dati sperimentali sono nuovamente messi a confronto con quelli numerici.

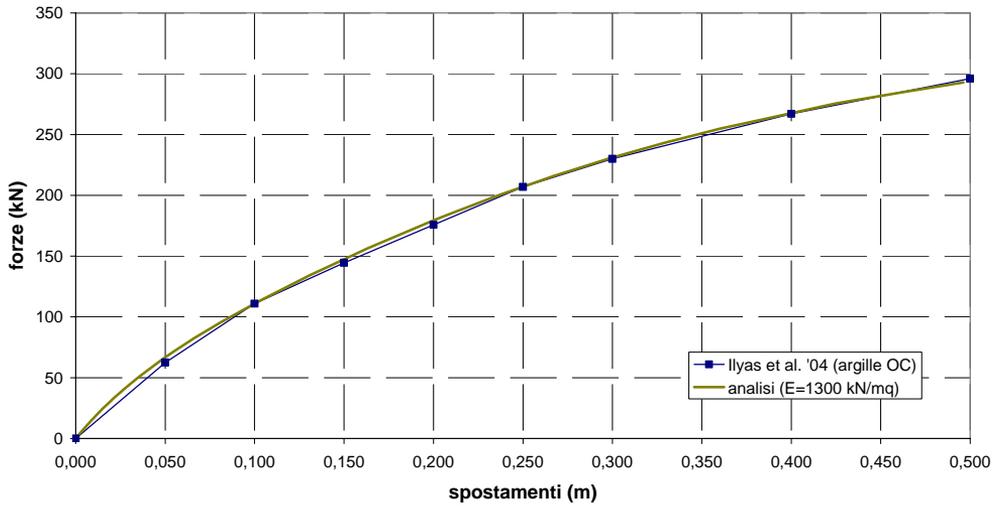


Figura 5.107. Ilyas et al. (2004), argille OC: curve carichi – spostamenti.

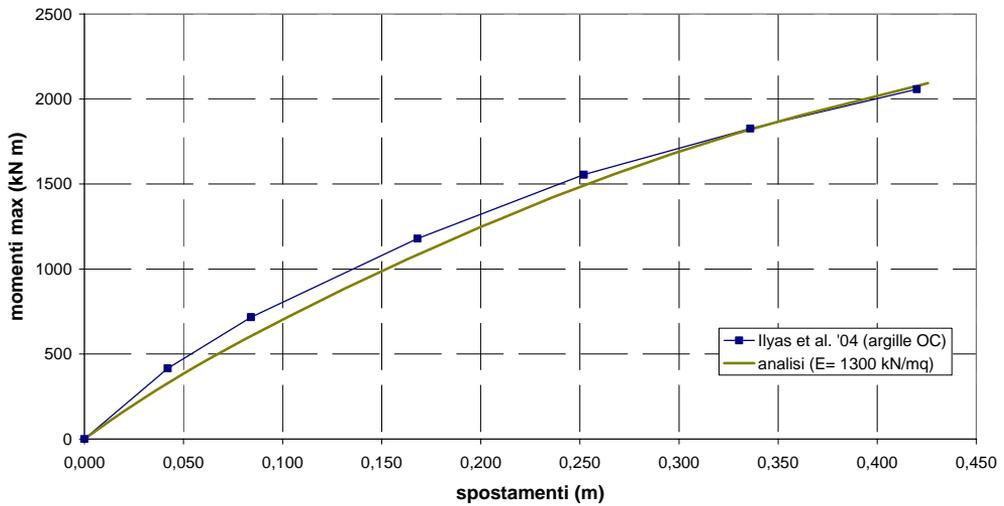


Figura 5.108. Ilyas et al. (2004), argille OC: curve spostamenti – momenti massimi.

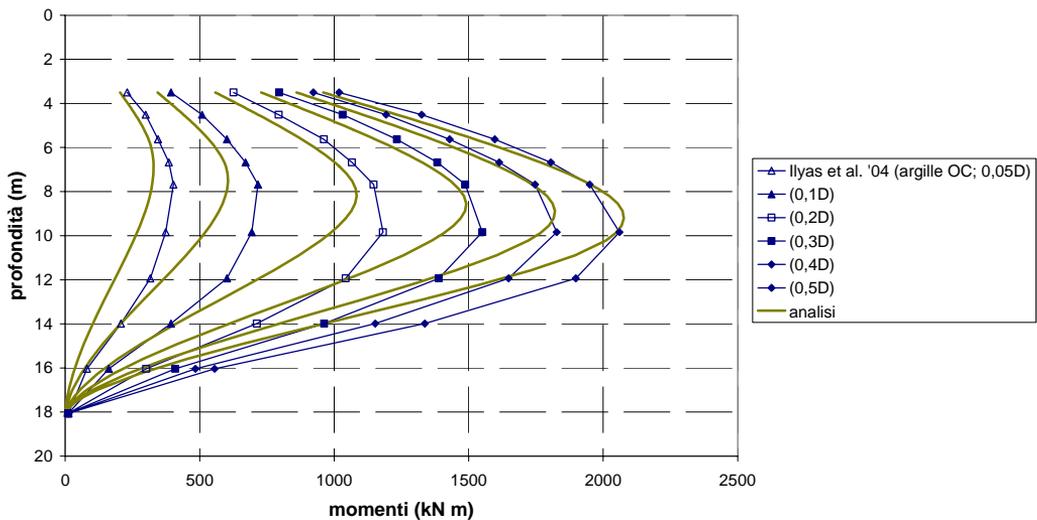


Figura 5.109. Ilyas et al. (2004), argille OC: profili dei momenti flettenti.

5.2.2.11 KERISEL (1965) (da REESE & VAN IMPE, 2001)

Palo.

Le prove realizzate dall'autore sono state condotte su un cassone di paratia a base chiusa, ottenuto saldando tra loro due palancole (figura 5.110). REESE & VAN IMPE (2001) attribuiscono all'elemento palo così ottenuto un diametro equivalente $D = 430 \text{ mm}$; la rigidità flessionale $E_p I_p$ è pari a 25500 kN m^2 , derivante da un modulo di elasticità E_p dell'acciaio pari a 200000 MPa e un momento d'inerzia I_p pari a $1,275 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$. Assunta una tensione di snervamento dell'acciaio di 248 MPa , il momento flettente M_y per il quale le fibre esterne della sezione del palo raggiungono la condizione critica è pari a 204 kN m . È riportato l'andamento dei momenti flettenti massimi in funzione del carico esterno crescente durante la prova, ma non è indicata la strumentazione utilizzata per la loro misura.

Le prove realizzate sono tre, tutte sullo stesso palo, che è stato di volta in volta rimosso e successivamente reinstallato. Il momento massimo cui il palo è sottoposto, in ciascuna prova, si mantiene lontano dal valore del momento di snervamento della fibra più esterna M_y ; per tale motivo si ritiene che tutte e tre le prove siano realizzate su un palo con le medesime proprietà meccaniche. Le prove, realizzate negli stessi terreni, presentano caratteristiche geometriche diverse; nel primo caso la porzione di palo immersa L è pari a $2,65 \text{ m}$ e l'eccentricità di

applicazione del carico e è pari a 0,7 m. Nel secondo caso, $L = 4,15$ m ed $e = 0,9$ m; infine, per la terza prova, risulta $L = 5,1$ m ed $e = 1,0$ m.

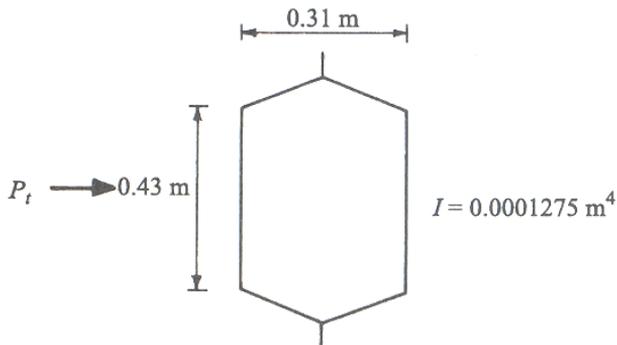


Figura 5.110. Sezione del palo sottoposto a prova da Kerisel, 1965 (da Reese & Van Impe, 2001).

Terreno.

Il terreno in cui sono state realizzate le prove è costituito da un deposito sostanzialmente uniforme di argille mediamente dure, classificate come CH nel sistema internazionale USCS. Sono state realizzate prove penetrometriche e prove di compressione monoassiale, dalle quali si evince un valore di coesione non drenata c_u variabile fra 100 kPa a piano campagna a 130 kPa alla base del palo (tabella 5.15). Il peso dell'unità di volume del terreno è pari a $17,9 \text{ kN/m}^3$. Il livello della falda è situato al di sotto della base del palo nelle tre prove, ma il grado di saturazione della porzione di argille fino al piano campagna è stato valutato pari al 90%.

Depth m	Water content %	Undrained shear strength kPa	Total unit weight kN/m^3
0	–	100	17.9
3.96	31.5	125	17.9
4.69	29.0	130	17.9

Tabella 5.15. Proprietà geotecniche del terreno (da Reese & Van Impe, 2001).

Risultati e analisi.

Le proprietà geometriche e meccaniche del palo utilizzate per le analisi sono quelle indicate da REESE & VAN IMPE (2001). Si fa riferimento alle indicazioni degli autori anche in relazione al profilo della coesione non drenata: si è dunque assunto che c_u vari linearmente con la profondità, con un valore di 100 kPa a piano campagna e di 125 kPa ad alla quota di 4 m. Il profilo di resistenza adottato è

quello relativo ad argille *consistenti*. In tutti e tre i casi di seguito illustrati, si è assegnato al terreno un valore del modulo di Young di 140000 kN/m^2 .

Il palo del caso 1 sottoposto a prova da KERISEL (1965), la cui lunghezza è estremamente ridotta (2,65 m), è l'unico *palo corto* (BROMS, 1964a) analizzato nel corso della presente Tesi.

Caso 1.

La prima prova realizzata da KERISEL (1965) prevede una profondità di infissione del palo di 2,65 m ed un'eccentricità nell'applicazione del carico di 0,7 m. Si riportano di seguito le curve carichi – spostamenti e le curve carichi – momenti massimi ottenute in sito e mediante l'analisi numerica (figure 5.111 e 5.112). L'accordo è buono.

Il carico limite del palo si raggiunge per plasticizzazione completa del terreno (comportamento di palo corto, BROMS, 1964a). Estrapolando i dati sperimentali mediante interpolazione iperbolica (KUHLAWY & CHEN, 1995), trascurando le misure con andamento *anomalo*, se ne deduce un carico limite di 102 kN. Il carico limite ottenuto mediante le analisi è pari a 81 kN.

Il momento flettente massimo calcolato in corrispondenza della rottura è di 124 kN m, significativamente inferiore al momento di snervamento delle fibre più esterne della sezione, indicato da REESE & VAN IMPE (2001) pari a 204 kN m.

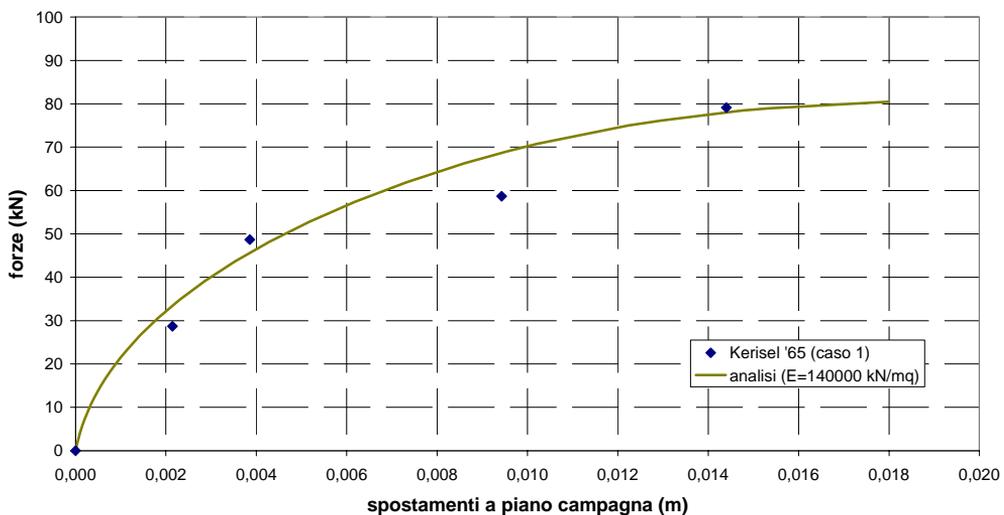


Figura 5.111. Kerisel (1965), caso 1: curve carichi – spostamenti.

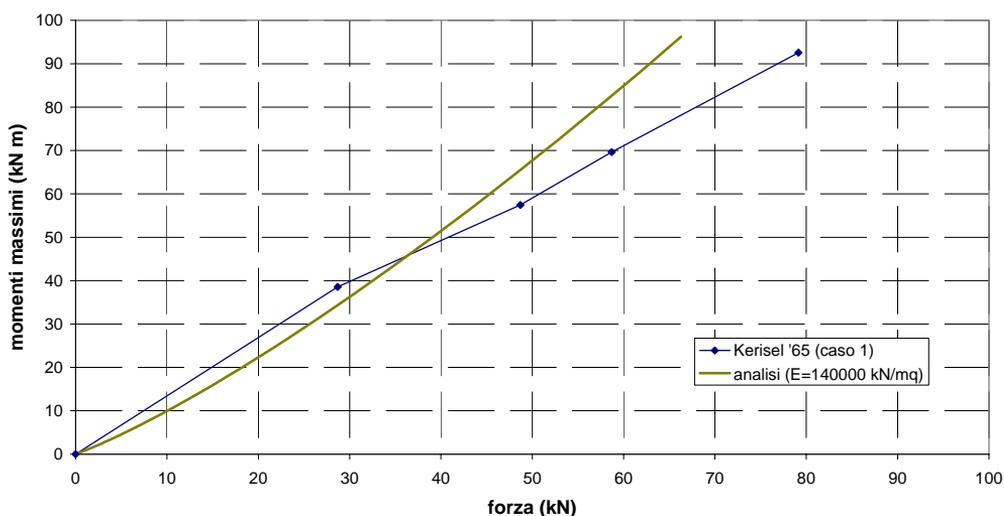


Figura 5.112. Kerisel (1965), caso 1: curve carichi – momenti massimi.

Caso 2.

La seconda prova realizzata dall'autore prevede una profondità di infissione del palo di 4,15 m ed un'eccentricità nell'applicazione del carico di 0,9 m. Sono riportate, a confronto, le curve carichi – spostamenti e le curve carichi – momenti massimi ottenute in sito e mediante l'analisi numerica (figure 5.113 e 5.114). L'accordo globale è buono. L'accordo con la curva sperimentale dei momenti flettenti è ottimo fino a metà del carico di prova (40 kN). Per incrementi successivi, la curva sperimentale manifesta una discontinuità nella propria curvatura, difficilmente motivabile.

Il carico limite H_{lim} del palo, ottenuto con il metodo di KULHAWY & CHEN (1995) (eliminando l'ultimo dato della curva carichi – spostamenti) è pari a 106 kN. Il programma di analisi restituisce un valore del carico, in corrispondenza del quale si plasticizzano le fibre esterne della sezione in acciaio, pari a 110 kN. Si è posto $M_y = 204$ kN m.

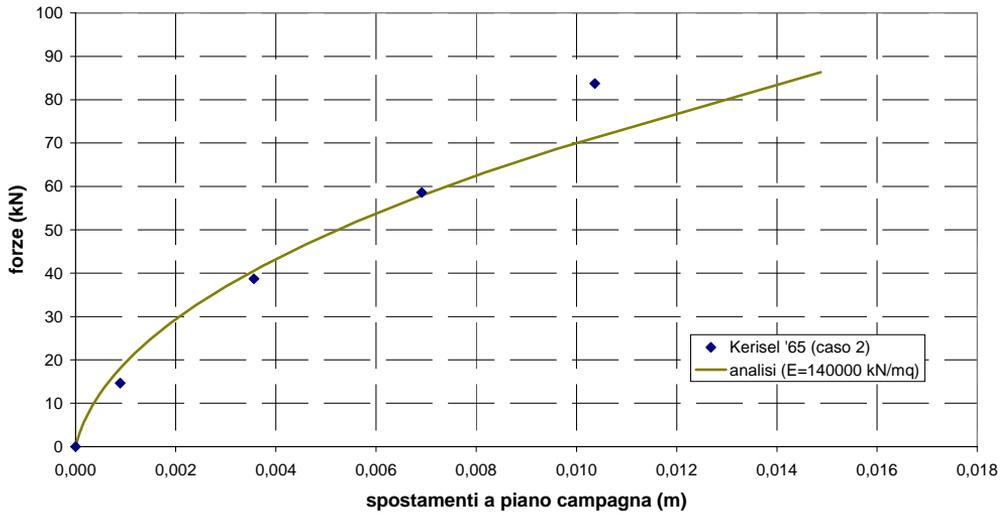


Figura 5.113. Kerisel (1965), caso 2: curve carichi – spostamenti.

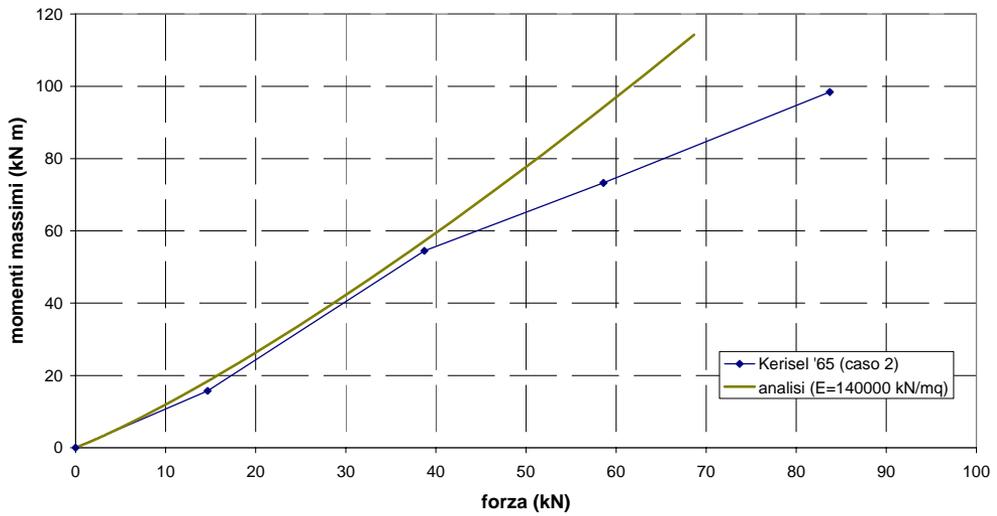


Figura 5.114. Kerisel (1965), caso 2: curve carichi – momenti massimi.

Caso 3.

La terza prova realizzata prevede una profondità di infissione del palo di 5,10 m ed un'eccentricità nell'applicazione del carico di 1,0 m. Sono riportate a confronto le curve carichi – spostamenti e le curve carichi – momenti massimi ottenute in sito e mediante l'analisi numerica (figure 5.115 e 5.116). L'accordo complessivo è buono. La curva numerica degli spostamenti tende a sovrastimare, leggermente, i dati sperimentali di spostamento. L'accordo con la curva dei momenti è ottimo fino ad un carico di 45 kN circa, pari alla metà del carico massimo raggiunto in prova. Per carichi maggiori, i dati sperimentali offrono valori di momento più bassi. Tale andamento è analogo a quello riscontrato per il caso 2.

Il carico limite H_{lim} del palo, ottenuto con il metodo di KULHAWY & CHEN (1995) è pari a 204 kN. Questo dato è significativamente diverso da quello riscontrato per il caso 1 ($H_{lim} = 103$ kN) e per il caso 2 ($H_{lim} = 106$ kN). Il programma di analisi restituisce un valore del carico H_y in corrispondenza del quale si plasticizzano le fibre esterne della sezione in acciaio pari a 106 kN, in sintonia con quanto ottenuto relativamente al caso 2 ($H_y = 110$ kN).

Il carico limite valutato con le formule di BROMS (1964a) risulta pari a 150 kN circa.

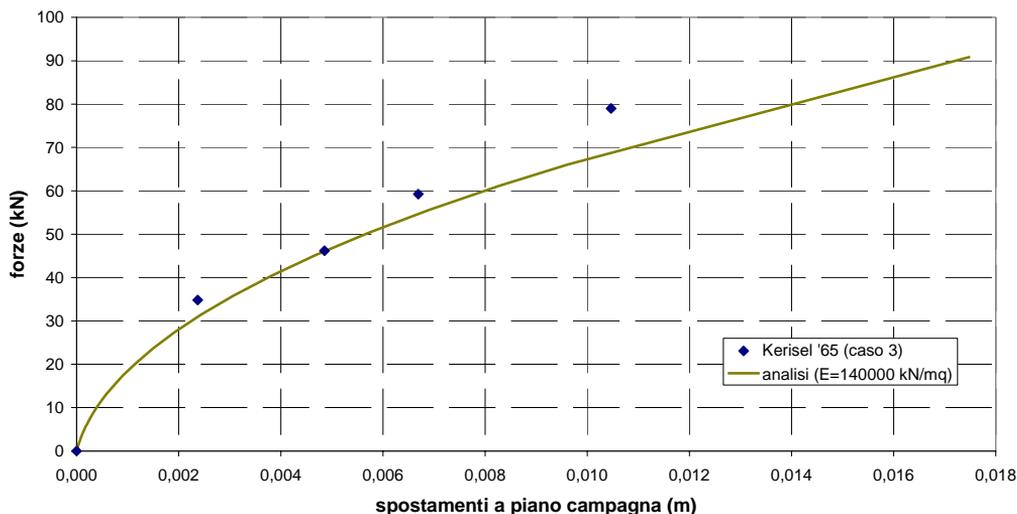


Figura 5.115. Kerisel (1965), caso 3: curve carichi – spostamenti.

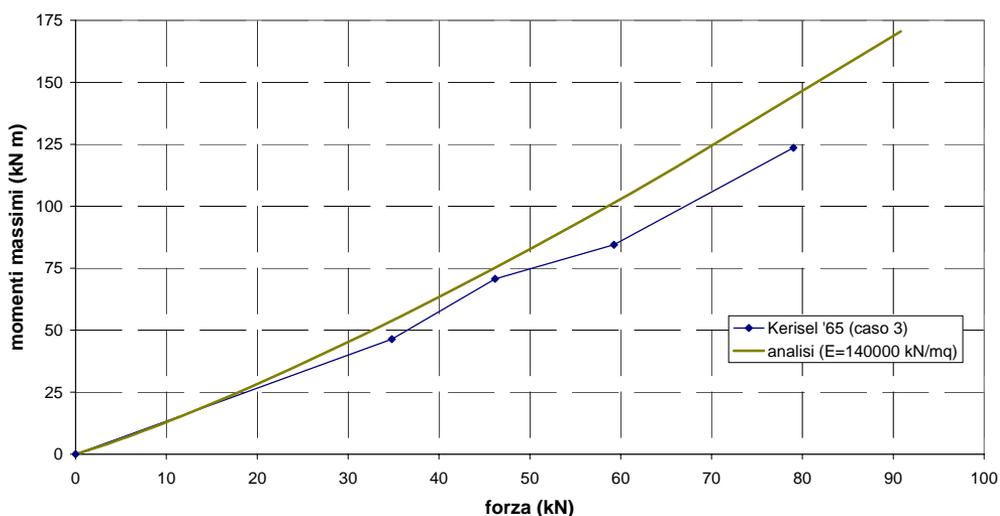


Figura 5.116. Kerisel (1965), caso 3: curve carichi – momenti massimi.

5.2.2.12 COMMISSIONE GIAPPONESE SUI PALI SOGGETTI A TERREMOTO (1965) (da REESE & VAN IMPE, 2001)

Palo.

La prova è stata realizzata in Giappone dalla Commissione sui Pali soggetti a Terremoto (1965). Il palo è un tubolare in acciaio, a base chiusa, battuto nel terreno; il diametro esterno D_{est} è pari a 305 mm, lo spessore è di 3,18 mm; il palo penetra nel terreno per 5,18 m. Il momento d'inerzia I_p è di $3,43 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$ e la rigidezza flessionale $E_p I_p$ è pari a 6868 kN m^2 . Il momento flettente per il quale si snervano le fibre esterne della sezione M_y è pari a 55,9 kN m; il momento ultimo è pari a 71,8 kN m. E' riportato l'andamento dei momenti flettenti, ma non la strumentazione adottata per la misurazione.

Terreno.

Il terreno nel quale la prova è realizzata è costituito da argilla limosa tenera, con plasticità da media ad alta ed elevato indice di attività. Sono state realizzate, su campioni di tale terreno, delle prove di compressione triassiale, mediante le quali si è determinato un andamento della coesione non drenata c_u variabile fra 27,3 kPa a piano campagna, fino a 43,1 kPa alla base del palo. Le deformazioni, a rottura, sono risultate generalmente inferiori al 5% e la rottura si dimostrata di tipo fragile. Le argille sono normalmente consolidate.

Il carico è stato applicato con un'eccentricità e di 0,201 m; il massimo carico raggiunto durante la prova è molto basso, pari a 14,24 kN.

Risultati e analisi.

Le analisi sono state realizzate assegnando a palo e terreno le proprietà geometriche e meccaniche riportate da REESE & VAN IMPE (2001). Il profilo di resistenze adottato per il terreno è quello relativo ad argille *poco consistenti*; il modulo elastico E assegnato al terreno è di 5500 kN/m^2 .

In figura 5.117 sono riportate, a confronto, le curve carico – spostamenti analitica e sperimentale. L'accordo è ottimo. In figura 5.118 sono riportate le curve carichi – momenti massimi. In questo caso, l'analisi sottostima i momenti misurati. Il momento flettente massimo M_{\max} cui il palo è sottoposto durante la prova è pari a 17 kN m. Tale valore è significativamente minore del momento responsabile dello snervamento delle fibre estreme della sezione, posto pari a 56 kN. La prova è stata realizzata, dunque, a livelli di carico molto bassi; la capacità del programma di calcolo di ripercorrere gli andamenti osservati ne è condizionata.

REESE & VAN IMPE (2001) hanno analizzato il caso con il proprio modello di calcolo (basato sul metodo delle curve $p - y$), spingendo il carico H fino a 45 kN, valore ritenuto prossimo, dagli autori, a generare lo snervamento delle fibre estreme della sezione. Il programma di calcolo NAPHOL produce un valore di carico H_y responsabile dello snervamento delle fibre estreme di 54 kN, in buon accordo, dunque, con REESE & VAN IMPE (2001).

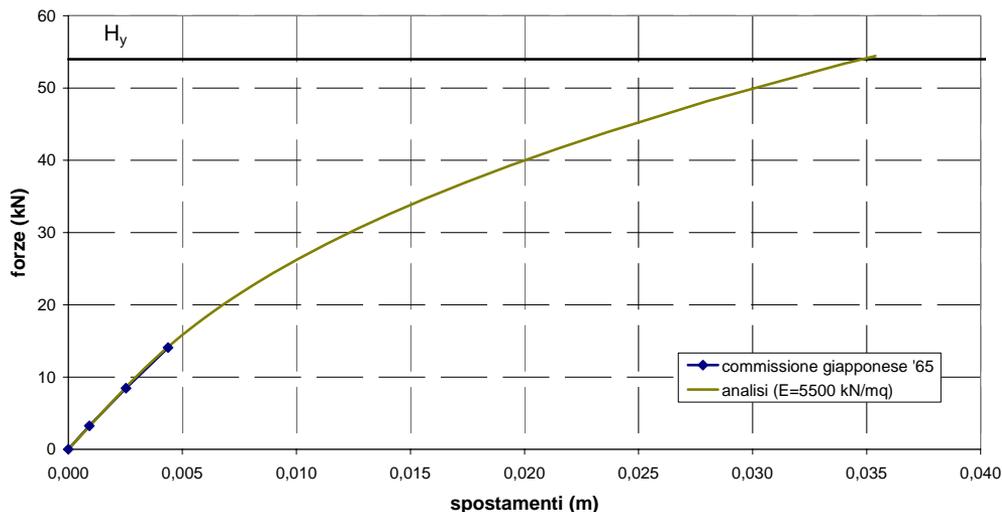


Figura 5.117. Commissione giapponese (1965): curve carichi – spostamenti.

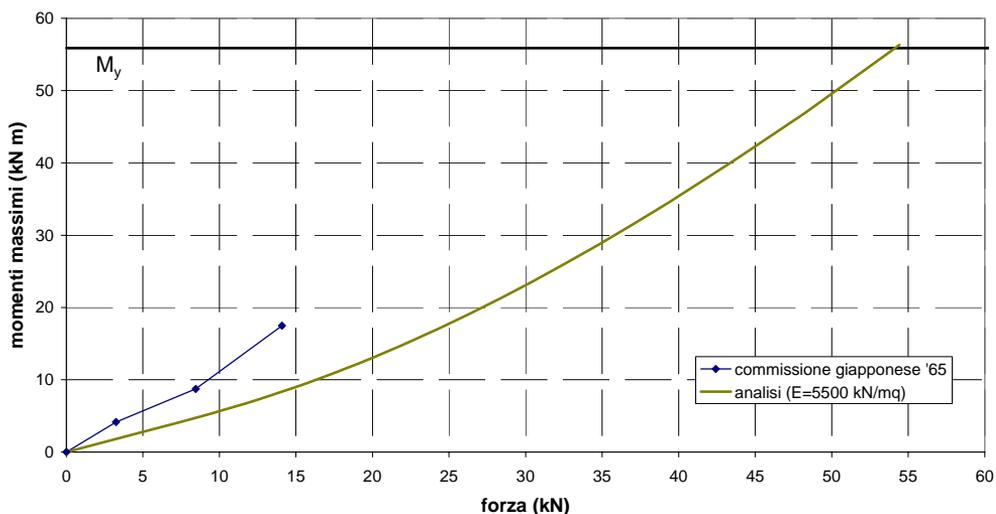


Figura 5.118. Commissione giapponese (1965): curve carichi – momenti massimi.

5.2.2.13 MATLOCK (1970) (da REESE & VAN IMPE, 2001)

Palo.

L'autore presenta i risultati di due prove di carico orizzontale, una statica e l'altra dinamica, condotte, nel Texas, su un palo battuto in acciaio, tubolare, lungo 12,8 m, avente un diametro D_{est} di 319 mm ed uno spessore di 12,7 mm. Dopo la prima prova, statica, il palo è stato rimosso e ribattuto, prima di essere sottoposto alla prova ciclica. Di seguito si riportano i risultati relativi alla prova statica. La rigidezza flessionale $E_p I_p$ è di 31280 kN m². Il momento flettente M_y responsabile dello snervamento delle fibre esterne è pari a 231 kN m; il momento M_{ult} responsabile della piena formazione della cerniera plastica è pari a 304 kN m. Il palo è internamente strumentato mediante trasduttori di deformazione a resistenza elettrica, disposti al fine di misurare i momenti flettenti. La lettura delle misure dei trasduttori di deformazione è stata realizzata in corrispondenza di ogni incremento di carico.

Terreno.

I terreni nei quali la prova è stata realizzata sono costituiti da argille debolmente sovraconsolidate per essiccazione, debolmente fessurate, e classificate come CH nel sistema USCS. Il valore della coesione non drenata c_u è stato determinato in base ai risultati di prove scissometriche, opportunamente modificati mediante il complesso di informazioni disponibile sulle caratteristiche dei terreni. La c_u è risultata sostanzialmente costante con la profondità; REESE & VAN IMPE (2001) assegnano a c_u un valore medio di 38,3 kPa. L'andamento dettagliato della

coesione non drenata con la profondità è riportato in tabella 5.16, assieme al valore del contenuto d'acqua. Il peso dell'unità di volume immerso γ' del terreno è stato determinato in numerosi punti, ed il suo valore medio è di $10,0 \text{ kN/m}^3$. Il livello della falda è stato mantenuto al di sopra del piano campagna durante l'intera realizzazione della prova.

Depth m	Water content %	Undrained shear strength kPa
0	29.0	30.2
1.14	33.5	32.2
1.14	33.5	42.3
3.39	50.1	17.5
3.70	49.6	30.1
4.30	48.3	23.4
5.69	46.1	51.8
7.25	54.5	29.8
9.47	55.5	32.6
15.0	–	32.6

Tabella 5.16. Coesione non drenata e contenuto d'acqua con la profondità, Matlock, 1970. (da Reese & Van Impe, 2001).

Risultati e analisi.

Le analisi numeriche sono state realizzate assegnando al palo le proprietà meccaniche e geometriche indicate dall'autore. Al terreno è stato assegnato un valore di coesione non drenata media pari $c_u = 29,3 \text{ kPa}$. Tale valore medio, determinato in base ai dati contenuti nella tabella 5.16, in riferimento ai primi 5 m di quota (corrispondenti a circa 15 diametri del palo), è leggermente inferiore rispetto a quello utilizzato da REESE & VAN IMPE (2001) nelle proprie analisi ($c_u = 38,3 \text{ kPa}$). Il profilo di resistenza adottato è quello relativo ad argille *poco consistenti*. Il modulo di Young del terreno è posto pari a 2600 kN/m^2 .

Di seguito sono riportate le curve carico – spostamento e carico – momenti massimi sperimentali e numeriche, messe a raffronto tra loro (figure 5.119 e 5.120). L'accordo è ottimo nel primo caso, buono nel secondo, dove il valore calcolato tende a sottostimare quello misurato in sito. In figura 5.121 è altresì riportato il profilo dei momenti flettenti misurato lungo il fusto del palo in corrispondenza di un carico di $80,9 \text{ kN}$, posto a confronto con il profilo calcolato, in corrispondenza di un uguale valore della forza esterna agente.

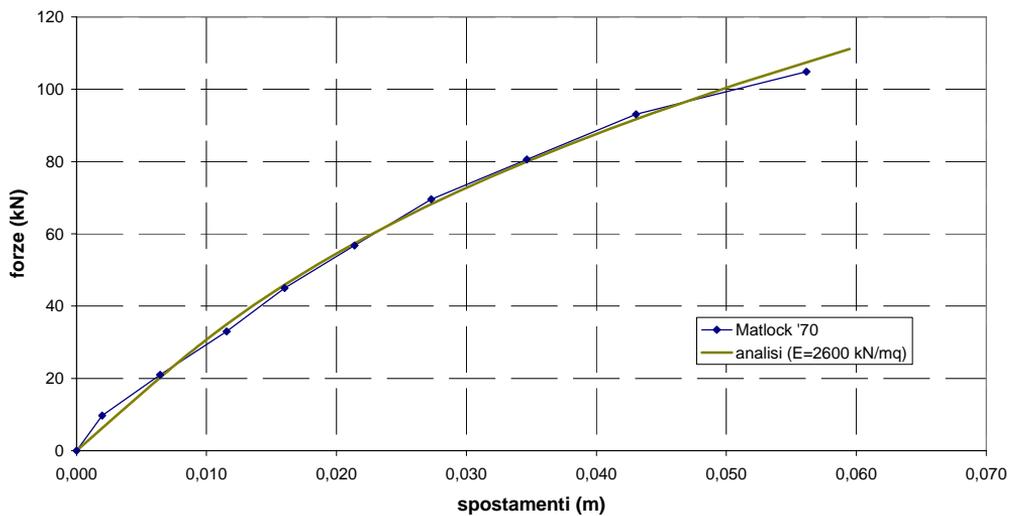


Figura 5.119. Matlock (1970): curve carichi – spostamenti.

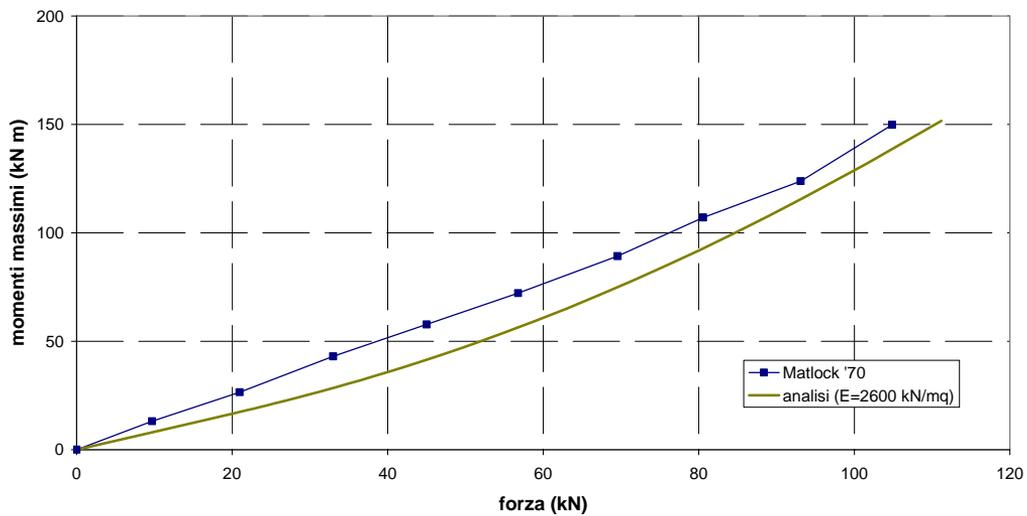


Figura 5.120. Matlock (1970): curve carichi – momenti massimi.

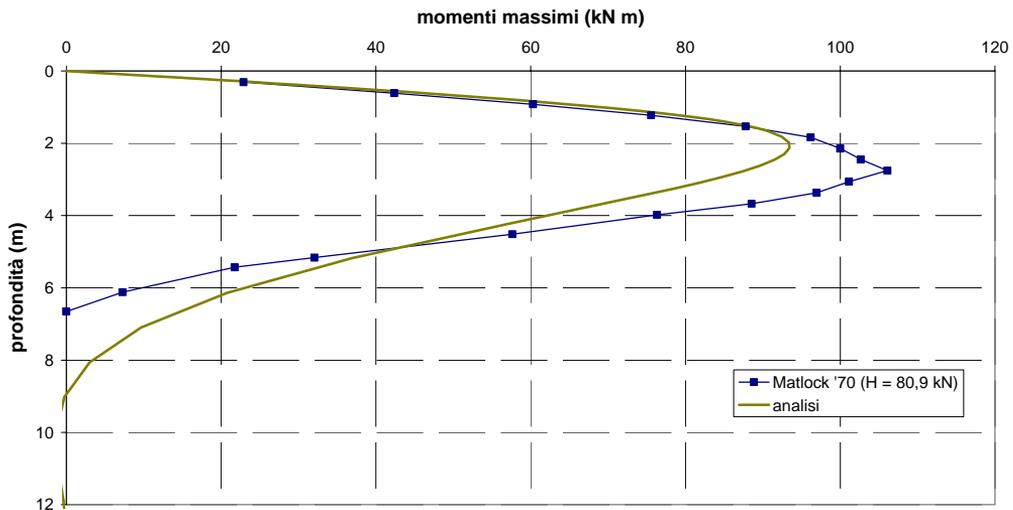


Figura 5.121. Matlock (1970): profilo dei momenti.

Carico limite.

Il carico limite del palo è stato determinato utilizzando l'approccio di KULHAWY & CHEN (1995), a partire dai dati sperimentali derivanti dalla curva carichi – spostamenti. Se ne ricava un valore di carico limite H_{lim} pari a 204 kN (il carico massimo di prova è di 105 kN). A partire dal valore del momento di snervamento delle fibre più sollecitate della sezione ($M_y = 231$ kN m) e dal valore di momento responsabile della formazione della cerniera plastica ($M_{ult} = 304$ kN m), sono stati determinati, con il programma di calcolo, i corrispondenti valori di carico di plasticizzazione ed ultimo. Risulta $H_y = 145$ kN e $H_{lim} = 173$ kN.

5.2.2.14 REESE ET AL. (1975) (da REESE & VAN IMPE, 2001)

Palo.

Gli autori riportano i risultati di due prove di carico realizzate nel Texas su pali tubolari in acciaio, battuti nel terreno. I due pali sono stati sottoposti, rispettivamente, a prova statica e ciclica. Di seguito si riportano i risultati ottenuti conducendo la prova statica. Il palo tubolare è lungo 15,2 m ed è costituito da due tratti con differente sezione: il diametro esterno è pari a 641 mm nei primi 7,0 m, a 610 mm per i successivi 8,2 m. Le proprietà meccaniche del palo sono state determinate mediante apposita calibrazione e così specificate: rigidità flessionale $E_p I_p = 493700$ kN m², momento di snervamento delle fibre più esterne $M_y = 1757$ kN m, momento di formazione della cerniera plastica $M_{ult} = 2322$ kN m. I dati sono

riferiti alla porzione di palo superiore, che si ritiene essere quella significativa ai fini della risposta alle azioni orizzontali; i valori massimi di momento flettente agente sul palo si verificano, difatti, a quote superiori ai 7 m. La misura dei momenti è stata realizzata mediante trasduttori di deformazione a resistenza elettrica. Il carico, applicato con un'eccentricità e di 0,305 m, è stato incrementato per intervalli successivi fino a raggiungere un valore prossimo a indurre un momento flettente sul palo pari ad M_y .

Terreno.

Il palo sottoposto a prova è stato battuto in argille fortemente sovraconsolidate, caratterizzate da una struttura secondaria ben sviluppata. La coesione non drenata c_u è stata misurata mediante prove di compressione triassiale; il valore della tensione di confinamento è stato posto pari alla tensione geostatica presente in sito. Le proprietà del terreno, in termini di contenuto d'acqua w , tensione non drenata c_u e peso dell'unità di volume γ sono riportate in tabella 5.17. Prima della realizzazione della prova, si è proceduto all'escavazione di 1 m di terreno. Il livello della falda è stato mantenuto al di sopra della superficie del piano campagna con diverse settimane di anticipo rispetto all'inizio delle indagini sul terreno.

Depth m	Water content %	Undrained shear strength kPa	Total unit weight kN/m ³
0	–	25	–
0.9	37	70	18.1
1.52	27	163	19.4
4.11	22	333	20.3
6.55	22	333	20.3
9.14	19	1100	20.8
20.00	–	1100	–

Tabella 5.17. Caratteristiche geotecniche del terreno, Reese et al., 1975 (da Reese & Van Impe, 2001).

Risultati e analisi.

Al palo sono state assegnate le caratteristiche meccaniche e geometriche indicate dagli autori. Il profilo di coesione non drenata utilizzato nelle analisi prevede una variazione lineare di c_u da 25 kPa a 333 kPa, fino a 4 m di profondità; a quote superiori il valore della coesione non drenata si è assunto costante e pari a 333 kPa. La caratterizzazione dei più profondi e resistenti strati di terreno è ininfluente ai fini della risposta del palo ai carichi orizzontali. Si è assegnato un modulo di rigidità E al terreno pari a 320000 kN/m². Il profilo di resistenza adottato è quello delle argille *consistenti*.

Di seguito sono riportate (figure 5.122 e 5.123), a confronto, le curve carico – spostamenti a piano campagna e carico – momento flettente massimo agente sul palo, ottenute sperimentalmente e numericamente con il programma di calcolo. L'accordo è ottimo.

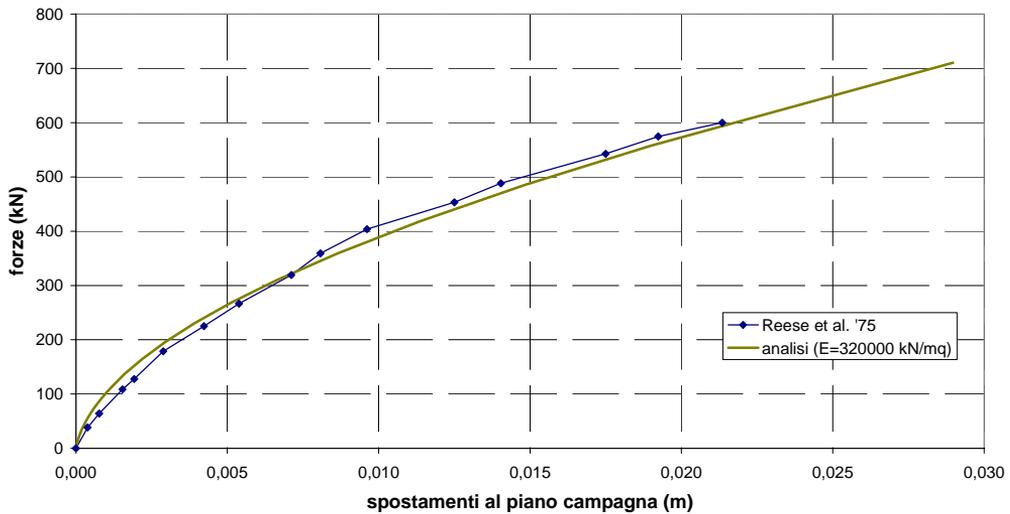


Figura 5.122. Reese et al. (1975): curve carichi – spostamenti.

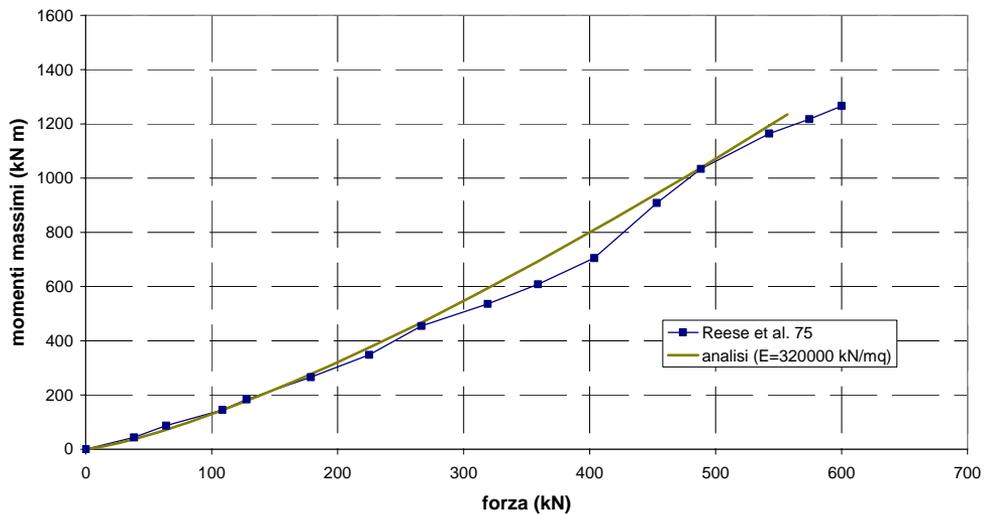


Figura 5.123. Reese et al. (1975): curve carichi – momenti massimi.

Carico limite.

Il valore di carico limite del palo soggetto ad azioni orizzontali, dedotto adottando la tecnica di interpolazione di KULHAWY & CHEN (1995) a partire dai dati sperimentali, risulta pari a 1010 kN. Il momento di snervamento M_y delle fibre più esterne del palo è pari a 1757 kN m; dalle analisi, se ne ricava un corrispondente

carico H_y pari a 732 kN. Il momento di formazione della cerniera plastica M_{ult} è indicato dagli autori e pari a 2322 kN m; l'analisi numerica realizzata assegnando tale valore al momento di plasticizzazione del palo fornisce un carico limite $H_{lim} = 901$ kN.

5.2.2.15 MEYER (1979) (da REESE & VAN IMPE, 2001)

Palo.

Il palo interessato dalla prova è un palo tubolare in acciaio del diametro esterno di 319 mm, ed è il medesimo palo sul quale è stato eseguito il test di MATLOCK (1970). Nella prova di carico orizzontale descritta da tale autore, le sollecitazioni flettenti massime cui il palo era stato sottoposto corrispondevano a circa 120 kN m, un valore ben inferiore al momento di snervamento della fibra più esterna della sezione del palo, valutato pari a 231 kN m. Per tale motivo al palo in questione, rimosso dalla sua precedente collocazione e installato, mediante battitura, in un sito differente, si attribuiscono le stesse proprietà meccaniche precedentemente indicate (paragrafo 5.2.2.13). Come nell'occasione precedente, il palo è stato sottoposto ad una prova di carico statica ed una prova di carico ciclica. Il carico è stato applicato con un'eccentricità, rispetto al piano campagna, di 0,305 m. La medesima strumentazione utilizzata in precedenza (trasduttori di deformazione a resistenza elettrica) è stata utilizzata per la misura dei momenti flettenti. Sono riportati i risultati relativi alla prova statica.

Terreno.

Le caratteristiche del terreno in cui la prova è stata realizzata sono riportate da MEYER (1979). Si tratta di depositi marini argillosi teneri leggermente sovraconsolidati, ai quali è stata assegnata una coesione non drenata c_u di 14,4 kN/m² e un peso dell'unità di volume immerso γ' di 5,5 kN/m³.

Risultati e analisi.

Al palo ed al terreno sono state assegnate, nelle analisi, le caratteristiche geometriche e meccaniche indicate dall'autore. Il profilo di resistenza del terreno utilizzato è quello relativo alle argille *poco consistenti*. Il modulo di elasticità E è stato posto pari a 2500 kN/m².

Nelle figure 5.124 e 5.125 sono riportate le curve carico – spostamenti e carico – momenti massimi ottenute sperimentalmente ed analiticamente. Gli accordi sono ottimi.

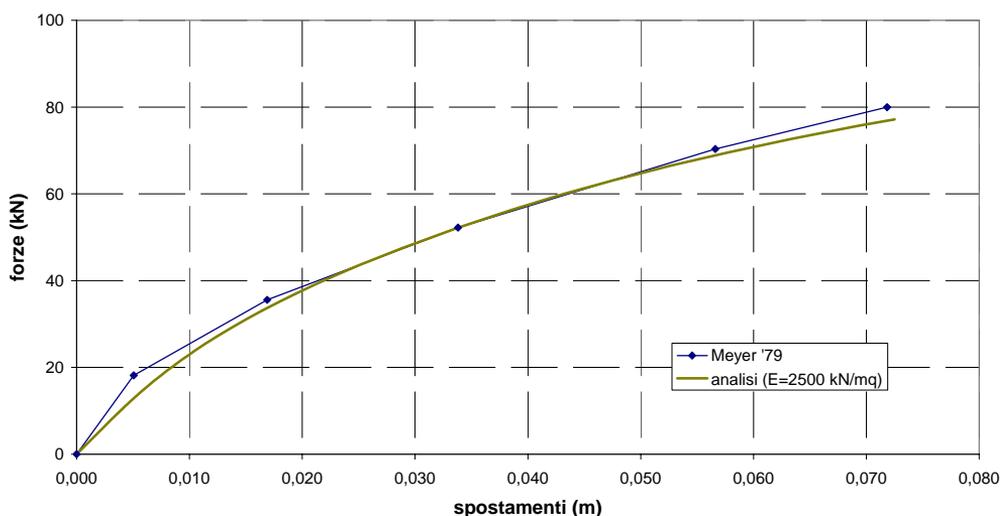


Figura 5.124. Meyer (1979): curve carichi – spostamenti.

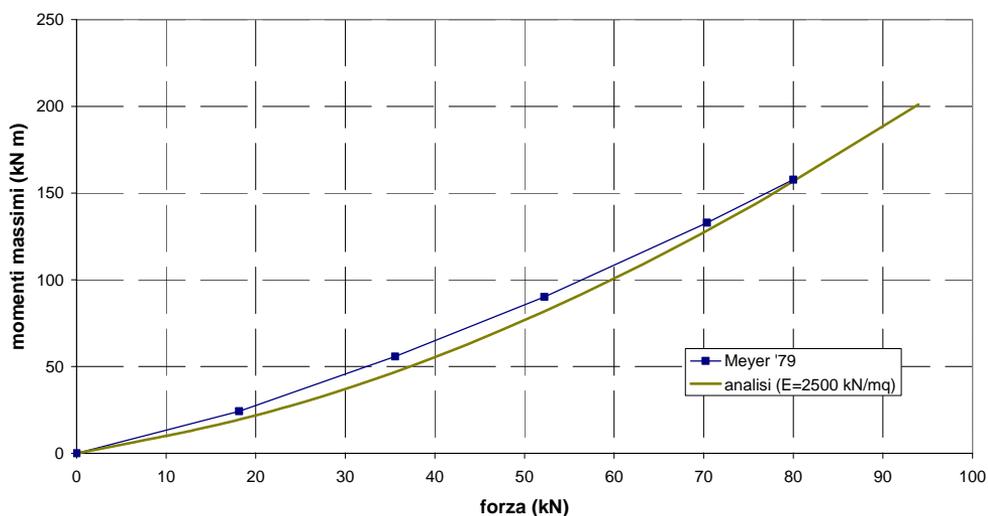


Figura 5.125. Meyer (1979): curve carichi – momenti massimi.

Carico limite.

Il carico limite del palo, interpretato mediante interpolazione iperbolica dei dati sperimentali (KULHAWY & CHEN, 1995), è pari a 132 kN. Il carico massimo raggiunto in prova è di 80 kN. L'autore fornisce i valori del momento M_y di snervamento delle fibre esterne della sezione (231 kN m) ed il valore del momento M_{ult} responsabile della formazione della cerniera plastica (304 kN m). In

corrispondenza di tali valori, l'analisi numerica restituisce valori di carico di snervamento $H_y = 102$ kN e carico limite $H_{ult} = 123$ kN.

5.2.2.16 PRICE & WARDLE (1981) (da REESE & VAN IMPE, 2001)

Palo.

La prova è stata eseguita su un palo tubolare in acciaio, battuto in argilla di Londra. Il diametro esterno D_{est} è di 406 mm; la porzione di palo immersa nel terreno L è lunga 16,5 m. Il momento d'inerzia I_p del palo è di $2,448 \cdot 10^{-4}$ m⁴, la rigidezza flessionale $E_p I_p$ pari a $5,14 \cdot 10^4$ kN m². Il momento di snervamento delle fibre più esterne M_y è stato valutato pari a 301 kN m, mentre il momento M_{ult} responsabile della formazione della cerniera plastica è pari a 392 kN m. Il carico laterale è stato applicato con un'eccentricità dal piano campagna di 1,0 m. Le modalità di applicazione del carico hanno previsto che, ad ogni incremento, seguissero delle sollecitazioni cicliche. Ogni successivo incremento, tuttavia, è ritenuto sufficientemente grande da garantire che la risposta del palo ad ogni passo successivo non sia condizionata dalle precedenti oscillazioni. Sono riportati i risultati relativi alla sola fase di applicazione statica dei carichi.

Terreno.

Il terreno nel quale la prova è stata eseguita è l'argilla sovraconsolidata di Londra. I valori di coesione non drenata c_u sono stati determinati a mezzo di prove di compressione triassiale, i cui risultati sono stati opportunamente scalati a mezzo di un grafico presentato dagli autori. L'andamento di c_u con la profondità è riportato in tabella 5.18. Il livello della falda è posto ad una certa distanza dal piano campagna (non meglio specificata).

Il caso sperimentale in questione è stato analizzato anche da GABR ET AL. (1994).

Depth m	Undrained shear strength kPa
0	44.1
4.6	85.2
6.2	80.6
19	133.3

Tabella 5.18. Valori di coesione non drenata, Price & Wardle, 1981 (da Reese & Van Impe, 2001).

Risultati e analisi.

Le analisi sono state realizzate assegnando al palo le proprietà geometriche e meccaniche indicate dagli autori. Il profilo di coesione non drenata c_u delle argille è stato determinato in base ai dati della tabella 5.18. Si è, dunque, assegnato un

valore di coesione c_u variabile linearmente da 45 kPa ad 85 kPa nei primi 6,2 m di profondità; la coesione non drenata varia ulteriormente, sempre in maniera lineare, fino alla base del palo e fino ad un valore di 133 kPa. Il profilo di resistenza del terreno adottato è quello relativo ad argille *consistenti*. Si è assegnato un valore del modulo elastico $E = 70000 \text{ kN/m}^2$.

In figura 5.126 sono poste a confronto le curve carichi – spostamenti ottenute sperimentalmente ed analiticamente. L'accordo è buono.

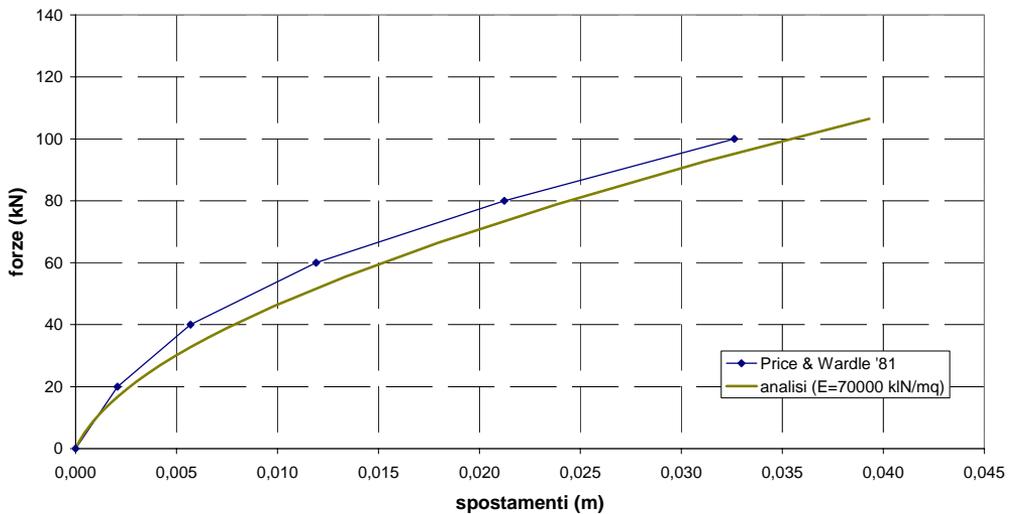


Figura 5.126. Price & Wardle (1981): curve carichi – spostamenti.

Carico limite.

Il valore di carico limite del palo è stato calcolato secondo la procedura di KULHAWY & CHEN (1995) a partire dai dati sperimentali della prova. Se ne deduce che il carico limite H_{lim} è pari a 148 kN, a fronte di un carico massimo di prova di 100 kN. Il momento di snervamento M_y delle fibre più esterne della sezione in acciaio del palo è pari a 301 kN m; il momento M_{ult} responsabile della formazione della cerniera plastica è pari a 392 kN m. A partire da questi dati, si sono valutati, mediante il programma di calcolo, i valori di carico di snervamento H_y e di carico limite H_{lim} del palo, risultati pari a 124 kN e 152 kN, rispettivamente. In figura 5.127 è riportato il diagramma carichi – momenti flettenti massimi ottenuto con l'analisi numerica.

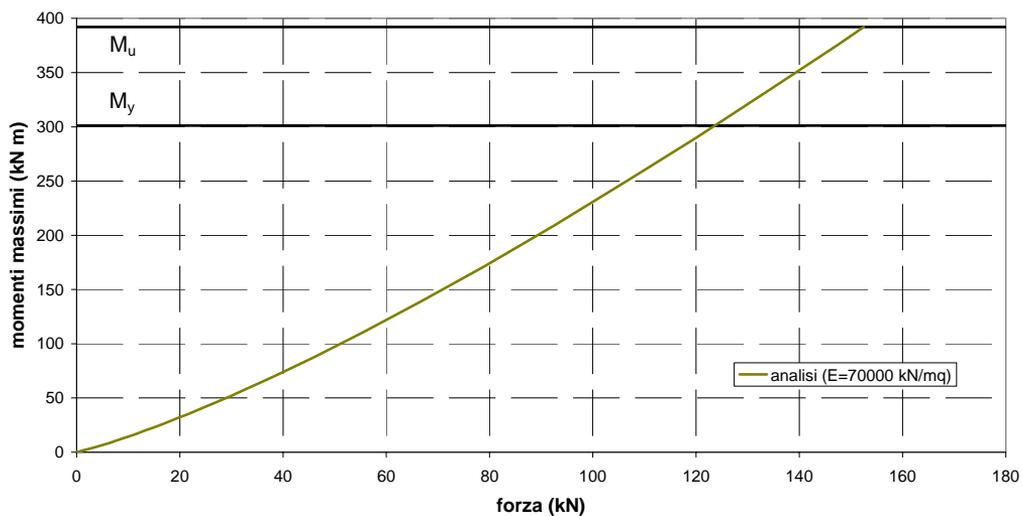


Figura 5.127. Price & Wardle (1981): curva carichi – momenti massimi ottenuta con il programma di calcolo.

5.2.3 ANALISI DEI RISULTATI

Le analisi a ritroso di prove di carico su palo singolo realizzate in terreni incoerenti ed in terreni coesivi (in presenza di terreni stratificati, l'appartenenza della prova all'uno o all'altro ambito è stata legata dalle caratteristiche del primo strato, il più significativo ai fini della risposta) hanno riguardato un complesso di 45 pali. La casistica analizzata, ripartita, in base al tipo di terreno, fra prove eseguite su pali in vera grandezza e prove in centrifuga, è brevemente riassunta nella tabella 5.19.

Terreno	N° casi	Pali in vera grandezza		Prove in centrifuga
		Pali in acciaio	Pali in calcestruzzo	
incoerente	24	9	10	5
coesivo	21	13	6	2

Tabella 5.19. Analisi a ritroso su pali singoli: numero di casi.

Al fine di fornire una visione d'insieme dei risultati ottenuti con il programma NAPHOL, sono state prodotte tabelle e grafici consuntivi. Le considerazioni di maggior rilievo che ne scaturiscono sono riportate di seguito. Si preferisce mantenere separate le rappresentazioni relative, rispettivamente, ai terreni incoerenti (sabbie e ghiaie) e ai terreni coesivi (argille e limi).

5.2.3.1 TERRENI INCOERENTI

Le caratteristiche geometriche e meccaniche dei pali interessati dalle prove sono espone in dettaglio nella tabella 5.20, ripartita in riferimento alle prove su pali in vera grandezza, in acciaio e calcestruzzo rispettivamente, e alle prove in centrifuga. In essa, viene indicato il diametro D del palo, la sua lunghezza L e il valore di rigidità flessionale $E_p I_p$ adottato nelle analisi. Nella medesima tabella sono altresì riportate informazioni relative all'esecuzione della prova: il carico massimo H_{max} raggiunto ed il corrispondente spostamento y_{max} della testa del palo. Una ulteriore informazione riguarda il carico limite orizzontale del palo. Tale valore, nella maggior parte dei casi, è stimato, a partire dai dati sperimentali, mediante una interpolazione iperbolica (KULHAWY & CHEN, 1995). Si tratta dunque di una estrapolazione numerica che non sempre può rivelarsi affidabile, in particolare se il carico massimo raggiunto in prova si mantiene significativamente lontano dal valore di rottura. Si è tuttavia ritenuto significativo riportare, pur con le cautele citate, il rapporto H_{max}/H_{ult} , al fine di stimare il livello di carico raggiunto durante la prova. Allo stesso modo, è riportato il rapporto y_{max}/D , per fornire una indicazione sul livello di spostamento. Relativamente ai casi di RUESTA & TOWNSEND (1997) e HUANG ET AL. (2001, palo battuto), lo spostamento riportato è quello corrispondente all'insorgere della fessurazione nel palo.

autori	tipo palo	D (m)	L (m)	E_{pb} (kN m ²)	H_{max} (kN)	H_{ult} (kN)	H_{max}/H_{ult}	Y_{max} (mm)	Y_{max}/D
Alizadeh & Davisson '70, LD3, A3	ad H in acciaio	0,370	13,1	6,10E+04	214	472	0,45	14	0,04
Alizadeh & Davisson '70, LD3, C1	ad H in acciaio	0,370	14,6	6,10E+04	153	289	0,53	17	0,05
Alizadeh & Davisson '70, LD3, G2	ad H in acciaio	0,370	14,6	6,10E+04	224	474	0,47	14	0,04
Alizadeh & Davisson '70, LD4, 13A	ad H in acciaio	0,370	13,0	7,12E+04	142	251	0,57	14	0,04
Alizadeh & Davisson '70, LD4, 16	tuboelare in acciaio	0,406	16,1	6,90E+04	158	386	0,41	13	0,03
Alizadeh & Davisson '70, LD4, 2	tuboelare in acciaio	0,488	16,1	6,97E+04	231	943	0,24	13	0,03
Brown et al. '88	tuboelare in acciaio	0,273	12,5	1,60E+04	122	256	0,48	41	0,15
Cox et al. '74	tuboelare in acciaio	0,610	21,0	1,63E+05	263	400	0,66	30	0,05
Rolfins et al. '05	tuboelare in acciaio	0,324	11,5	2,89E+04	107	204	0,52	40	0,12
							media		media
							0,48		0,06

Tabella 5.20.a. Prove su pali in acciaio (terreni incoerenti).

autori	tipo palo	D (m)	L (m)	E_{pb} (kN m ²)	H_{max} (kN)	H_{ult} (kN)	H_{max}/H_{ult}	Y_{max} (mm)	Y_{max}/D
Alizadeh & Davisson '70, LD1, E7	quadrato in cis	0,457	15,5	1,26E+05	240	417	0,58	13	0,03
Alizadeh & Davisson '70, LD1, G7	quadrato in cis	0,508	13,7	1,91E+05	262	459	0,57	13	0,03
Alizadeh & Davisson '70, LD4, 5	quadrato in cis	0,406	15,5	9,87E+04	158	288	0,55	12	0,03
Huang et al. '01 (battuto)	tuboelare in cis	0,800	34,0	7,90E+05	856	977	0,88	60	0,08
Huang et al. '01 (invellato)	circolare in cis	1,500	34,9	6,86E+06	2900	4310	0,67	125	0,08
Jeon et al. '00 (palo K2)	circolare in cis	0,400	8,5	2,90E+04	174	---	---	15	0,04
Jeon et al. '00 (palo S2)	circolare in cis	0,400	11,0	3,63E+04	122	---	---	25	0,06
Ng et al. '01	circolare in cis	1,500	28,0	4,00E+06	2956	4150	0,71	126	0,08
Price & Wardle '87	circolare in cis	1,500	12,5	2,50E+06	2395	3333	0,72	51	0,03
Ruesta & Townsend '97	quadrato in cis	0,760	16,5	9,89E+05	320	320	1,00	27	0,04
							media		media
							0,71		0,05

Tabella 5.20.b. Prove su pali in calcestruzzo (terreni incoerenti).

autori	tipo palo	D (m)	L (m)	E_{pb} (kN m ²)	H_{max} (kN)	H_{ult} (kN)	H_{max}/H_{ult}	Y_{max} (mm)	Y_{max}/D
McVay et al. '95 (D _r = 33%)	tuboelare in acciaio	0,430	13,3	7,21E+04	109	402	0,27	80	0,19
McVay et al. '95 (D _r = 55%)	tuboelare in acciaio	0,430	13,3	7,21E+04	134	543	0,25	80	0,19
McVay et al. '98 (D _r = 36%)	quadrato in alluminio	0,429	11,2	2,11E+05	214	---	---	160	0,37
McVay et al. '98 (D _r = 55%)	quadrato in alluminio	0,429	11,2	2,11E+05	256	---	---	140	0,33
Remaud et al. '98	tuboelare in alluminio	0,720	12,0	5,14E+05	800	2364	0,34	110	0,15
							media		media
							0,29		0,24

Tabella 5.20.c. Prove in centrifuga (terreni incoerenti).

Come si evince dalla tabella, il livello di carico mediamente raggiunto nelle prove, rispetto al valore di carico limite, corrisponde al 50% per i pali in acciaio, al 70% per quelli in calcestruzzo. Più basso è il dato relativo alle prove in centrifuga. Per queste ultime, a maggior ragione che nei casi di pali reali, si ritiene che l'extrapolazione del carico limite con l'interpolazione iperbolica sia poco attendibile.

In termini di spostamento in testa al palo, i valori medi sono compresi tra il 5% ed il 6% del diametro per pali in vera grandezza. Le prove in centrifuga consentono di raggiungere spostamenti superiori, con una media del 24%.

Nella tabella 5.21 (ripartita in 3 sezioni, analogamente alla tabella 5.20) sono riportate, in relazione ai casi analizzati, le caratteristiche del terreno. Per mezzi stratificati, i dati fanno riferimento sempre al primo strato. Sono indicati, per ogni caso, il valore di angolo d'attrito ϕ e quello del modulo elastico E_s utilizzati nelle analisi. Il peso dell'unità di volume γ_{eq} è mediato rispetto alla porzione di terreno compresa nei primi 5 diametri di profondità; il suo valore tiene conto, dunque, della posizione relativa della falda. Tale parametro, assieme al diametro D del palo, è stato utilizzato per adimensionalizzare il valore del modulo elastico E_s . E' altresì riportato il valore di densità relativa D_r , identificato ricorrendo alle correlazioni note in letteratura, come descritto estensivamente nel paragrafo 5.2.1. Tale parametro, ad ogni modo, non influenza in forma diretta i risultati delle analisi, non essendo richiesto come parametro d'ingresso dal codice di calcolo NAPHOL.

Le analisi a ritroso sono state realizzate con l'obiettivo di ottenere la migliore sovrapposizione possibile tra le curve reali e quelle analitiche lungo l'intero arco sperimentale disponibile. Questo obiettivo è stato perseguito, per tutti i casi analizzati, indipendentemente dal livello di carico (o di spostamento) raggiunto dalla prova reale. Nel complesso dei casi analizzati, dunque, sono comprese tanto prove spinte ad un livello di carico basso (ad esempio, ALIZADEH & DAVISSON, 1970, *Lock & Dam 4*, palo 2) quanto prove spinte fino alla rottura del palo (ad esempio, RUESTA & TOWNSEND, 1997).

Al fine di fornire una visione complessiva dei risultati ottenuti con le analisi e consentire di valutare il grado di sovrapposizione raggiunto tra il dato sperimentale e quello numerico, si è deciso di mettere a confronto il valore di carico misurato nella prova reale ed il valore di carico determinato con le analisi numeriche in corrispondenza di due livelli di spostamento y : lo spostamento massimo di prova y_{max} ed uno spostamento pari a $0,5 y_{max}$.

Questa rappresentazione accomuna nel grafico punti corrispondenti a livelli di spostamento y/D (e quindi livelli di carico H/H_{ult}) eterogenei tra loro. L'ottima corrispondenza ottenuta tra dati sperimentali e dati analitici osservata in tutti i casi è ritenuto un segno di affidabilità del programma: il codice NAPHOL è capace di seguire l'andamento dei dati sperimentali indipendentemente dal livello di

spostamento raggiunto nelle prove reali; è dunque idoneo a riprodurre la risposta sperimentale tanto a bassi quanto ad alti livelli di carico.

I dati relativi al confronto tra carichi misurati e carichi calcolati sono riportati in figura 5.128 e 5.129. Le due figure si riferiscono, rispettivamente, ad uno spostamento $y = 0,5 y_{max}$ ed ad uno spostamento $y = y_{max}$. I dati si inseriscono, tutti e per entrambe le rappresentazioni, in una fascia di variabilità compresa tra il $\pm 20\%$. Tale intervallo di indeterminazione è ritenuto fisiologico nell'ambito della risoluzione di problemi geotecnici (RANDOLPH, 1994).

autori	ϕ (°)	D_r (%)	γ_{eq} (kN/m ³)	E_s (kN/m ²)	$E_s/\gamma_{eq}D$
Alizadeh & Davisson '70, LD3, A3	45	85 - 90	15,70	45000	7747
Alizadeh & Davisson '70, LD3, C1	45	86 - 90	15,70	12000	2066
Alizadeh & Davisson '70, LD3, G2	45	85 - 90	15,70	48000	8263
Alizadeh & Davisson '70, LD4, 13A	41	75 - 80	11,79	24000	5504
Alizadeh & Davisson '70, LD4, 16	41	75 - 80	11,61	24500	5195
Alizadeh & Davisson '70, LD4, 2	41	75 - 80	12,04	32000	5447
Brown et al. '88	47	100	9,80	14000	5233
Cox et al. '74	39	90	10,40	14000	2207
Rollins et al. '05	41	50 - 60	13,14	12000	2819

Tabella 5.21.a. Prove su pali in acciaio: caratteristiche dei terreni incoerenti.

autori	ϕ (°)	D_r (%)	γ_{eq} (kN/m ³)	E_s (kN/m ²)	$E_s/\gamma_{eq}D$
Alizadeh & Davisson '70, LD1, E7	41	75 - 80	15,70	43000	5993
Alizadeh & Davisson '70, LD1, G7	41	75 - 80	14,07	38000	5317
Alizadeh & Davisson '70, LD4, 5	41	75 - 80	11,61	24000	5089
Huang et al. '01 (battuto)	33	45 - 55	8,00	12000	1875
Huang et al. '01 (trivellato)	33	45 - 55	8,00	24000	2000
Jeon et al. '00 (palo K2)	42	65	17,60	42000	5966
Jeon et al. '00 (palo S2)	32	45 - 50	14,00	11000	1964
Ng et al. '01	34	55 - 60	11,93	36000	2011
Price & Wardle (1987)	43	?	15,21	75000	3288
Ruesta & Townsend '97	31	55	8,90	12500	1848

Tabella 5.21.b. Prove su pali in calcestruzzo: caratteristiche dei terreni incoerenti.

autori	ϕ (°)	D_r (%)	γ_{eq} (kN/m ³)	E_s (kN/m ²)	$E_s/\gamma_{eq}D$
McVay et al. '95 ($D_r = 33\%$)	34	33	14,51	11500	1843
McVay et al. '95 ($D_r = 55\%$)	39	55	15,18	15500	2375
McVay et al. '98 ($D_r = 36\%$)	34,5	36	14,05	2200	365
McVay et al. '98 ($D_r = 55\%$)	37,5	55	14,50	5000	804
Remaud et al. '98	40	89	16,30	28000	2386

Tabella 5.21.c. Prove in centrifuga: caratteristiche dei terreni incoerenti.

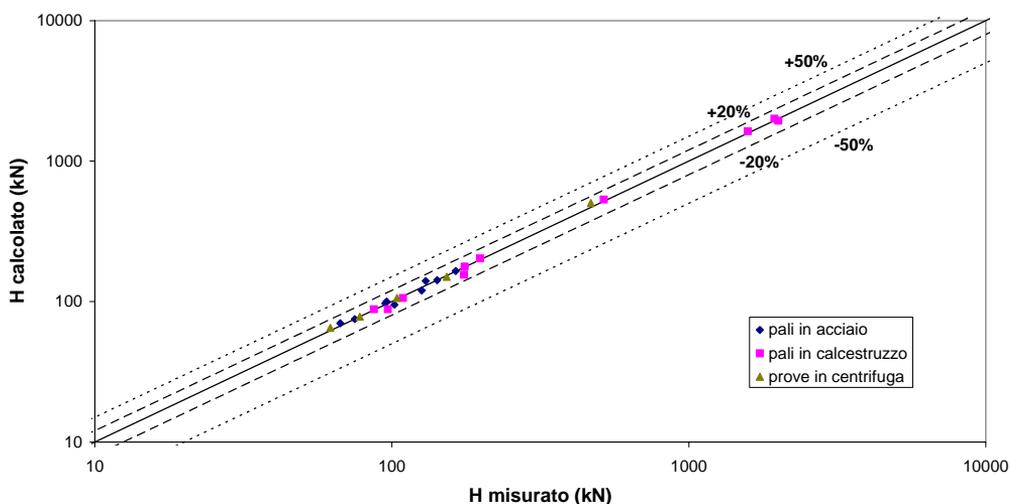


Figura 5.128. Raffronto fra il carico misurato in prova e quello dedotto con il codice di calcolo per uno spostamento della testa del palo $y = 0,5 y_{max}$ (terreni incoerenti).

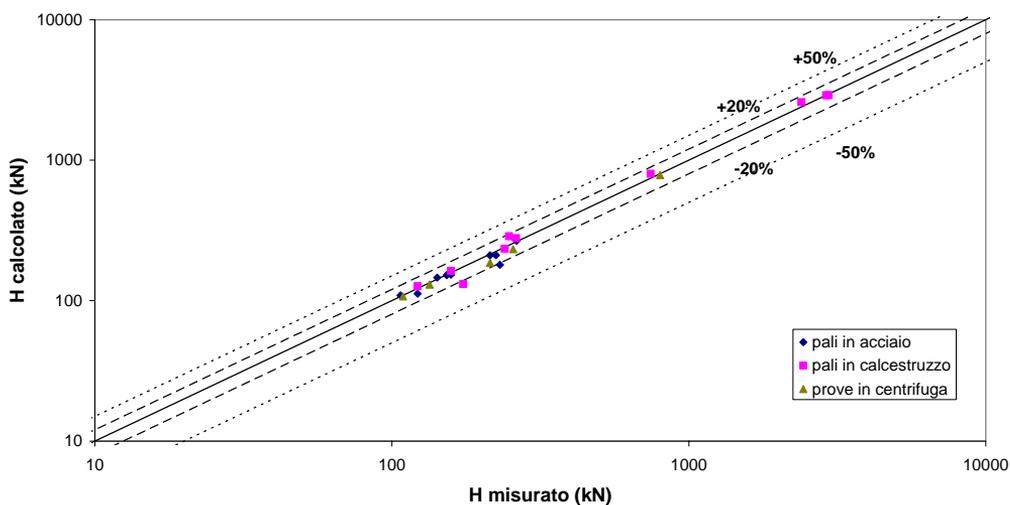


Figura 5.129. Raffronto fra il carico misurato in prova e quello dedotto con il codice di calcolo per uno spostamento della testa del palo $y = y_{max}$ (terreni incoerenti).

Lo stesso criterio di rappresentazione è stato adottato in relazione ai momenti flettenti massimi. Il valore misurato durante la prova e quello calcolato con il codice sono posti a confronto in corrispondenza di due livelli di carico H : il carico massimo di prova H_{max} ed un carico pari a $0,5 H_{max}$. In figura 5.130 e 5.131 si riportano i dati, afferenti rispettivamente ad $H = 0,5 H_{max}$ ed $H = H_{max}$. Il numero di

dati complessivo è minore rispetto ai grafici relativi agli spostamenti. Non tutte le prove di carico, difatti, erano predisposte per la misura dei momenti flettenti. Anche in questo caso, i dati si inseriscono nella fascia di tolleranza compresa tra il $\pm 20\%$. La riproduzione dei dati sperimentali con il codice di calcolo è dunque ottima.

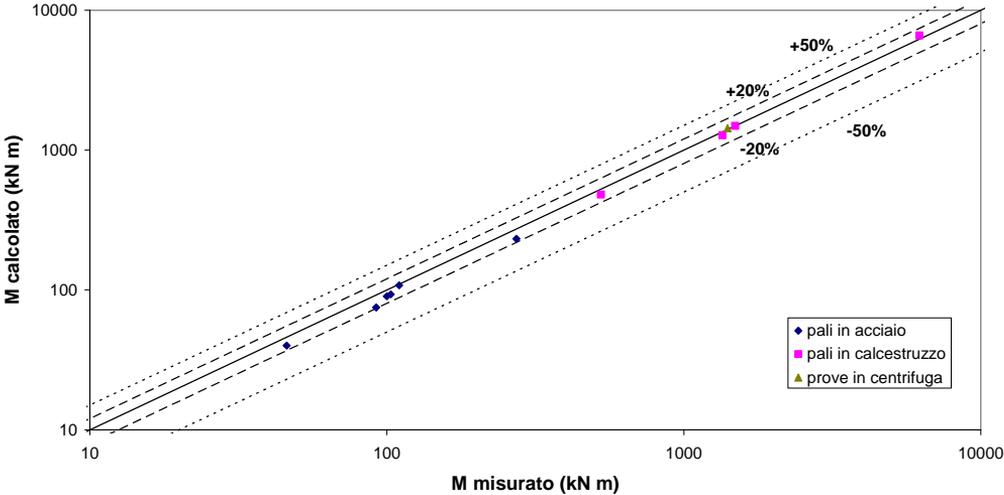


Figura 5.130. Raffronto fra il momento flettente massimo misurato in prova e quello dedotto con il codice di calcolo per un carico agente pari ad $H = 0,5 H_{max}$ (terreni incoerenti).

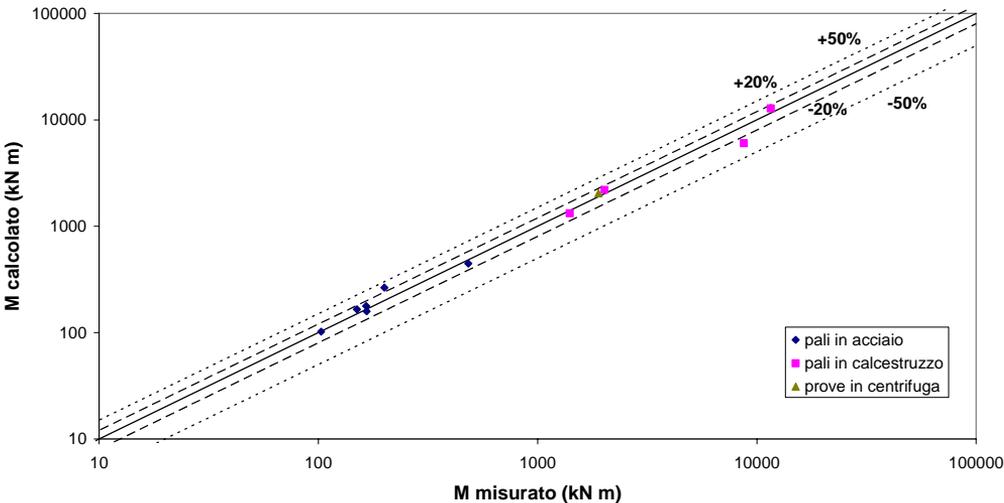


Figura 5.131. Raffronto fra il momento flettente massimo misurato in prova e quello dedotto con il codice di calcolo per un carico agente pari ad $H = H_{max}$ (terreni incoerenti).

Un ulteriore raffronto fra gli andamenti sperimentali e quelli numerici è stato dedicato alla rigidità iniziale del palo. Nella figura 5.132 si riporta, sulle ascisse, il rapporto tra i valori di carico e spostamento del primo punto sperimentale desunto dalla prova; sulle ordinate, è rappresentato lo stesso rapporto, riferito ai risultati delle analisi. Rispetto alla rappresentazioni precedenti, la dispersione è molto evidente.

Un andamento di questo genere era peraltro prevedibile, per almeno due ragioni. La prima consiste nel fatto che le analisi a ritroso sono state realizzate, come già precisato, con l'obiettivo di ripercorrere l'andamento dell'intera curva sperimentale; in questa ottica, la ricerca di una sovrapposizione ottimale in corrispondenza dei primissimi livelli di carico non è stata ritenuta rilevante. La rigidità iniziale del palo ottenuta analiticamente, dunque, non risulta sempre comparabile con quella osservata. La seconda ragione consiste nella constatazione per la quale, spesso, è risultato arduo determinare la rigidità iniziale sperimentale del palo a partire dai casi di letteratura; in genere, la lettura dei dati per bassi valori del livello di carico è particolarmente difficoltosa, e soggetta a possibili errori di interpretazione.

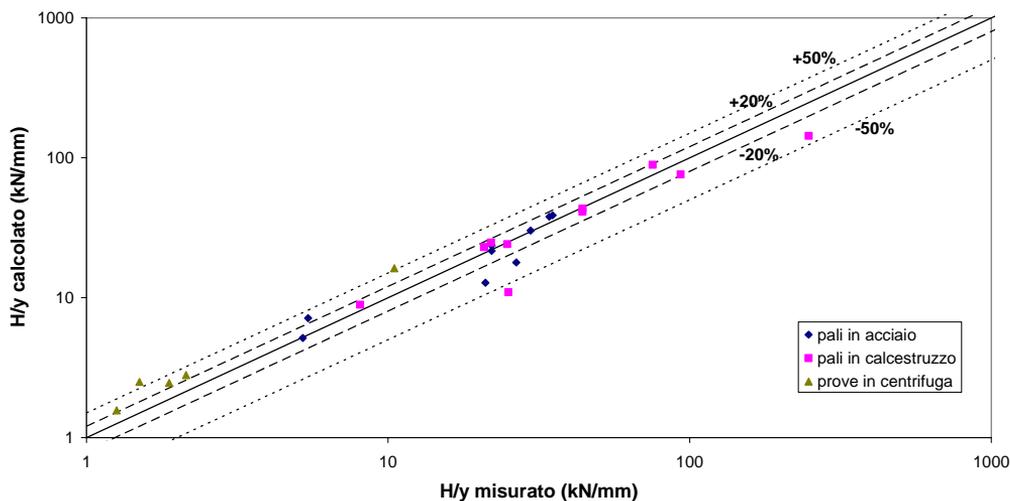


Figura 5.132. Raffronto fra la rigidità iniziale del palo reale e quello dedotto con il codice di calcolo (terreni incoerenti).

In figura 5.133 si riporta, infine, il confronto tra i valori di carico limite del palo osservati e quelli calcolati. Il numero di punti a disposizione è ridotto. L'analisi a rottura, difatti, è stata limitata a quei casi in cui la prova reale fosse stata spinta ad un livello di carico sufficientemente alto, e per i quali le informazioni relative alle

caratteristiche del palo risultassero dettagliate, tali da consentire una esatta valutazione del momento di plasticizzazione M_y . In riferimento al meccanismo di rottura, infatti, i pali risultano tutti *lunghi* (BROMS, 1964b) e la rottura avviene per la formazione di una cerniera plastica.

Limitatamente ai dati disponibili, e nonostante il programma NAPHOL sia sorto prevalentemente per un'analisi della risposta in condizioni di esercizio, i confronti mostrano buoni accordi.

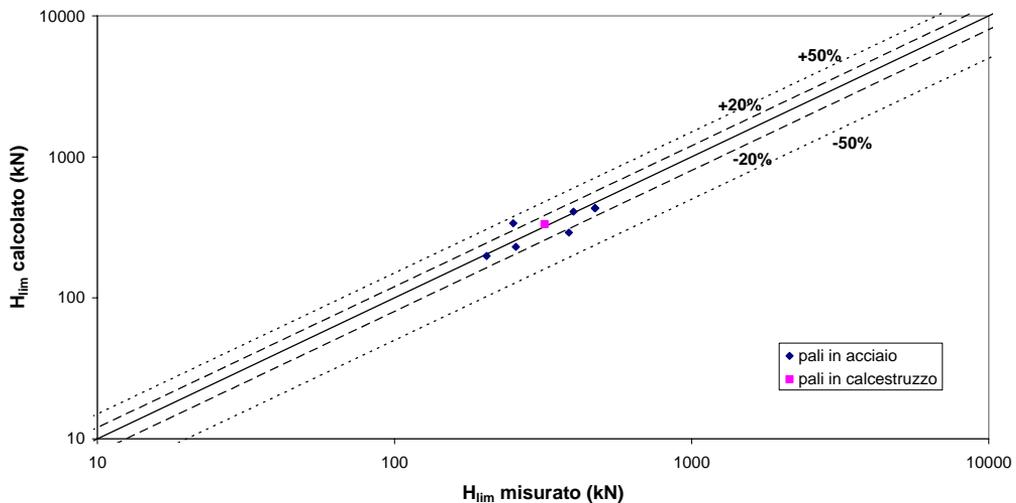


Figura 5.133. Raffronto fra il carico limite del palo reale e quello dedotto con il codice di calcolo (terreni incoerenti).

Il complesso delle analisi eseguite in terreni incoerenti ha permesso alcune, ulteriori, considerazioni.

In tutti i casi in cui, nello stesso sito, sono state realizzate prove su pali con uguali caratteristiche geometriche e meccaniche, si sono osservate risposte sperimentali differenti, spesso in maniera significativa. Si vedano, a tal proposito, le prove di ALIZADEH & DAVISSON (1970, *Lock & Dam 1* e *Lock & Dam 3*) e JEON ET AL. (2000). In particolare in questo ultimo caso, la variabilità della risposta è particolarmente evidente. Questa constatazione giustifica l'affermazione precedentemente riportata per la quale un'analisi geotecnica si ritiene ben realizzata se riproduce il risultato reale all'interno di un intervallo del $\pm 20\%$. Ulteriori sforzi nella ricerca della esatta riproduzione del dato sperimentale sono resi vani dalla variabilità di quest'ultimo, conseguenza delle forti caratteristiche di eterogeneità meccanica dei terreni reali (RANDOLPH, 1994).

In alcune circostanze (ALIZADEH & DAVISSON, 1970; *Lock & Dam* 4, pali 5 e 14 e *Lock & Dam* 1, pali E ed F), in aree limitrofe sono stati sottoposti a prova pali con uguali caratteristiche geometriche e meccaniche, ma inseriti nel terreno con procedure tecnologiche differenti. La risposta non pare condizionata in maniera significativa dalla tecnologia di esecuzione.

Infine, in riferimento a prove eseguite su pali in calcestruzzo, l'insorgere di fenomeni di fessurazione ha indotto una riduzione della rigidezza flessionale $E_p I_p$ del palo (RUESTA & TOWNSEND, 1997; NG ET AL., 2001; HUANG ET AL., 2001; PRICE & WARDLE, 1987). Tale riduzione influisce, a seconda della sua entità, sulla capacità del programma di predire gli spostamenti per carichi agenti superiori a quelli limite di fessurazione. L'andamento dei momenti flettenti, invece, risulta non risulta condizionato dall'insorgere di tale fenomeno.

5.2.3.2 TERRENI COESIVI

Le caratteristiche geometriche e meccaniche dei pali interessati dalle prove sono esposte in dettaglio nella tabella 5.22, ripartita in riferimento alle prove su pali in vera grandezza, in acciaio e calcestruzzo rispettivamente, e alle prove in centrifuga. Le grandezze in essa riportate sono in tutto analoghe a quelle contenute nella tabella 5.20, relativa ai casi in terreni incoerenti. Viene dunque indicato il diametro D del palo, la lunghezza L e il valore di rigidezza flessionale $E_p I_p$ adottato nelle analisi. Sono altresì riportate informazioni relative all'esecuzione della prova: il carico massimo H_{max} raggiunto ed il corrispondente spostamento y_{max} della testa del palo. Basandosi su una interpolazione di tipo iperbolico dei dati sperimentali (KULHAWY & CHEN, 1995), è riportato il carico limite orizzontale del palo. Le avvertenze circa la attendibilità di tale valore sono analoghe a quelle riportate nel paragrafo 5.2.3.1, relativo ai terreni incoerenti. E' quindi indicato il rapporto H_{max}/H_{ult} , al fine di stimare il livello di carico raggiunto durante la prova; allo stesso modo, è indicato il rapporto y_{max}/D , al fine di ottenere una indicazione sul livello di spostamento raggiunto.

Il livello di carico mediamente raggiunto nelle prove, rispetto al valore di carico limite, corrisponde al 60% per i pali in acciaio, al 70% per quelli in calcestruzzo. Tali dati medi sono analoghi a quelli desunti nell'ambito dei terreni incoerenti.

In termini di spostamento in testa al palo, i valori medi indicano spostamenti corrispondenti all'11% del diametro per pali in acciaio, al 4% per pali in calcestruzzo (molti di essi sono di grande diametro, ciò spiega il livello relativamente basso degli spostamenti). Le prove in centrifuga, realizzate da ILYAS ET AL. (2004), sono spinte molto in avanti, fino a livelli di spostamento del 100%. Come indicato nel paragrafo 5.2.2.10, l'analisi a ritroso si è limitata ad uno spostamento corrispondente al 50% del lato del palo; tale valore è, comunque, considerevolmente maggiore di quelli osservati per le prove su pali reali.

autori	tipo palo	D (m)	L (m)	$E_{p,5}$ (kN m ²)	H_{max} (kN)	H_{ult} (kN)	H_{max}/H_{ult}	Y_{max} (mm)	Y_{max}/D
Brown et al. '87	tubo in acciaio	0,273	12,6	1,60E+04	92	138	0,67	30	0,11
Commissione giapponese '65	tubo in acciaio	0,305	5,2	6,87E+03	14	132	0,11	4	0,01
Kerisel '65, caso 1	esagonale in acciaio	0,430	2,7	2,55E+04	79	103	0,77	14	0,03
Kerisel '65, caso 2	esagonale in acciaio	0,430	4,2	2,55E+04	84	106	0,79	10	0,02
Kerisel '65, caso 3	esagonale in acciaio	0,430	5,1	2,55E+04	79	204	0,39	10	0,02
Mandolini & Vigiani '92, 2	tubo in acciaio, riemp. cis	0,457	17,5	6,45E+04	120	176	0,68	41	0,09
Mandolini & Vigiani '92, 5	tubo in acciaio, riemp. cis	0,406	17,5	4,34E+04	120	199	0,60	47	0,12
Mattock '70	tubo in acciaio	0,319	12,8	3,13E+04	105	204	0,51	56	0,18
Meyer '79	tubo in acciaio	0,319	12,8	3,13E+04	80	132	0,61	72	0,23
Price & Wardle '81	tubo in acciaio	0,406	16,5	5,14E+04	100	148	0,68	33	0,08
Reese et al. '75	tubo in acciaio	0,641	15,2	4,94E+05	600	1010	0,59	21	0,03
Rollins et al. '98	tubo in acciaio, riemp. cis	0,324	7,4	3,07E+04	179	290	0,62	60	0,19
Rollins et al. '05	tubo in acciaio	0,324	11,6	2,86E+04	141	265	0,53	91	0,28
							media		media
							0,58		0,11

Tabella 5.22.a. Prove su pali in acciaio (terreni coesivi).

autori	tipo palo	D (m)	L (m)	$E_{p,5}$ (kN m ²)	H_{max} (kN)	H_{ult} (kN)	H_{max}/H_{ult}	Y_{max} (mm)	Y_{max}/D
Lu '81	circolare in cis	1,040	11,0	1,65E+06	542	602	0,90	12	0,01
Mandoli et al. '77, 4	quadrato in cis	0,400	16,0	5,33E+04	90	108	0,83	44	0,11
Mandoli et al. '77, 5	rettangolare in cis	0,350	16,0	6,64E+04	100	150	0,67	30	0,09
Portugal & Seco Pinto '93, 2	quadrato in cis	1,200	40,0	5,99E+06	300	806	0,37	8	0,01
Reese & Welch '75	cilindrico cis	0,762	12,8	4,14E+05	445	541	0,82	29	0,04
Sousa Coutinho '00	circolare in cis	1,100	48,0	2,83E+06	426	599	0,71	13	0,01
							media		media
							0,72		0,04

Tabella 5.22.b. Prove su pali in calcestruzzo (terreni coesivi).

autori	tipo palo	D (m)	L (m)	$E_{p,5}$ (kN m ²)	H_{max} (kN)	H_{ult} (kN)	H_{max}/H_{ult}	Y_{max} (mm)	Y_{max}/D
Ilvas et al. '04, NC	quadrato in alluminio	0,840	14,7	9,22E+05	235	402	0,58	420	0,50
Ilvas et al. '04, OC	quadrato in alluminio	0,840	14,7	9,22E+05	296	524	0,56	420	0,50
							media		media
							0,57		0,50

Tabella 5.22.c. Prove in centrifuga (terreni coesivi).

Nella tabella 5.23 (ripartita in 3 sezioni, analogamente alla tabella 5.22) sono riportate, in relazione ai casi analizzati, le caratteristiche del terreno. Per mezzi stratificati, il riferimento è sempre al primo strato. Per ciascun caso, si riportano il valore di coesione non drenata c_u (riferito ad una profondità di 5 diametri), il peso dell'unità di volume γ ed il valore del modulo di elasticità E_s adottato nelle analisi. Si indica, inoltre, il profilo di resistenza attribuito al terreno (*consistente* o *poco consistente*). E' altresì riportato, laddove deducibile, l'indice di plasticità IP. I valori di E_s e di c_u sono riportati anche in forma adimensionale. In tutti i casi il terreno è ritenuto saturo e le condizioni non drenate.

Si rammenta, per quanto indicato nel paragrafo 5.1.2, che i terreni, indicativamente, si ritengono *consistenti* se $c_u \geq 50$ kPa (alla profondità di 5 diametri), *poco consistenti* se $c_u < 50$ kPa.

A questa suddivisione fa eccezione il caso di LU (1981), al quale è stato assegnato un profilo di resistenza relativo ad argille *poco consistenti* pur essendo il valore di coesione c_u pari ad 83 kPa. Le prove di carico di ROLLINS ET AL. (1998; 2005b), realizzate nello stesso terreno, sono state analizzate a ritroso utilizzando entrambi i profili (paragrafo 5.2.2.7) Il profilo relativo ad argille *poco consistenti* è parso quello più adatto a riprodurre i dati sperimentali; il valore di c_u pari a 59 kPa (alla quota di 5 diametri), colloca il caso in una posizione intermedia, e giustifica la scelta di riferirlo indifferentemente all'uno o all'altro ambito. Le prove di ILYAS ET AL. (2004) sono state realizzate in centrifuga; la seconda di queste è esplicitamente condotta ad argille sovraconsolidate. Per questo motivo, tale prova è stata analizzata con un profilo riferito ad argille *consistenti*.

Al fine di fornire una visione complessiva dei risultati ottenuti con le analisi sono stati predisposti grafici analoghi a quelli già riportati in riferimento ai terreni incoerenti. Nelle figure 5.134 e 5.135, dunque, sono messi a confronto il valore di carico misurato nella prova reale ed il valore di carico determinato con le analisi numeriche in corrispondenza di due livelli di spostamento y : lo spostamento massimo di prova y_{max} ed uno spostamento pari a $0,5 y_{max}$.

Tale rappresentazione accomuna punti corrispondenti a livelli di spostamento y/D (e quindi livelli di carico H/H_{ult}) eterogenei tra loro. Come già affermato nel paragrafo 5.2.3.1, l'ottima corrispondenza ottenuta tra dati sperimentali e dati analitici, osservata in tutti i casi, è considerata un segno di affidabilità del codice NAPHOL, che si dimostra idoneo a riprodurre la risposta sperimentale indipendentemente dal livello di carico raggiunto della prova reale.

Le figure 5.134 e 5.135, relative rispettivamente ad uno spostamento $y = 0,5 y_{max}$ ed ad uno spostamento $y = y_{max}$, evidenziano come tutti i dati si inseriscano in una fascia di variabilità compresa tra il $\pm 20\%$, ritenuta fisiologica nell'ambito della risoluzione di problemi geotecnici (RANDOLPH, 1994).

autori	c_u (kN/m ²)	profilo	IP (%)	γ (kN/m ³)	E_s (kN/m ²)	$E_s/\gamma D$	$c_u/\gamma D$
Brown et al. '87	76	consistente	35	18,0	90000	18315	15,40
Commissione giapponese '65	32	poco consistente	?	14,9	5500	1210	7,03
Ketsel '65, caso 1	114	consistente	?	17,9	139000	18059	14,76
Ketsel '65, caso 2	114	consistente	?	17,9	140000	18189	14,76
Ketsel '65, caso 3	114	consistente	?	17,9	141000	18319	14,76
Mandolini & Viggiani '92, 2	76	consistente	50	18,0	85000	10333	9,28
Mandolini & Viggiani '92, 5	76	consistente	50	18,0	90000	12315	10,44
Mallock '70	29	poco consistente	?	20	2600	408	4,59
Meyer '79	14	poco consistente	?	15,5	2500	506	2,91
Price & Wardle '81	58	consistente	?	21,0	70000	8210	6,81
Reese et al. '75	289	consistente	?	19,7	320000	25380	21,37
Rollins et al. '98	59	poco consistente	20	19	8000	1300	9,56
Rollins et al. '05	59	poco consistente	20	19	8000	1300	9,56

Tabella 5.23.a. Prove su pali in acciaio: caratteristiche dei terreni coesivi.

autori	c_u (kN/m ²)	profilo	IP (%)	γ (kN/m ³)	E_s (kN/m ²)	$E_s/\gamma D$	$c_u/\gamma D$
Lu '81	83	poco consistente	15	20,7	63000	2926	3,87
Manoliu et al. '4	35	poco consistente	40	18	22000	3056	4,86
Manoliu et al. '5	35	poco consistente	40	18	20000	3175	5,56
Portugal & Secco Pinto '93, 2	20	poco consistente	?	16,00	6000	313	1,04
Reese & Welch '75	113	consistente	?	19,1	130000	8937	7,77
Sousa Coutinho '00	20	poco consistente	?	18,0	47000	2374	1,01

Tabella 5.23.b. Prove su pali in calcestruzzo: caratteristiche dei terreni coesivi.

autori	c_u (kN/m ²)	profilo	IP (%)	γ (kN/m ³)	E_s (kN/m ²)	$E_s/\gamma D$	$c_u/\gamma D$
Ilyas et al. '04, NC	6	poco consistente	45	16,0	2000	149	0,42
Ilyas et al. '04, OC	14	consistente	45	16,0	1300	97	1,06

Tabella 5.23.c. Prove in centrifuga: caratteristiche dei terreni coesivi.

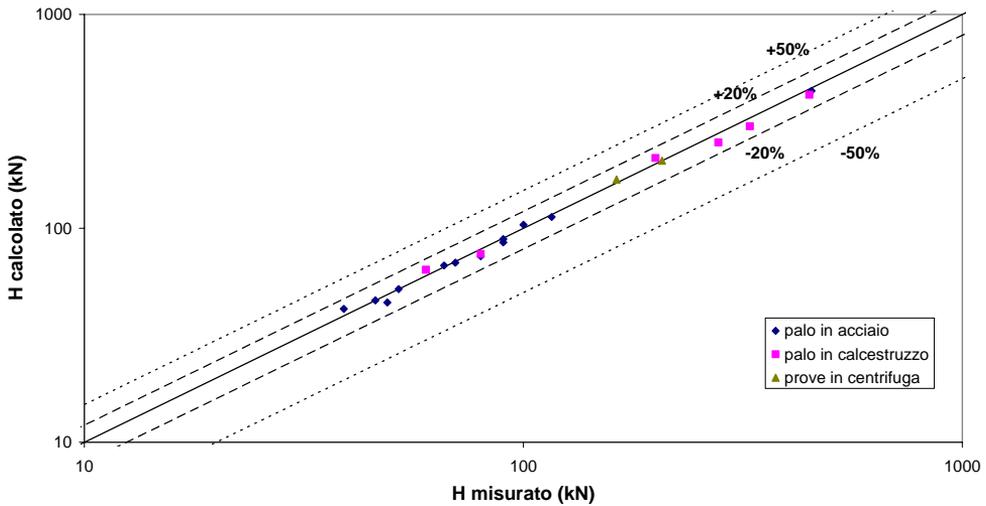


Figura 5.134. Raffronto fra il carico misurato in prova e quello dedotto con il codice di calcolo per uno spostamento della testa del palo $y = 0,5 y_{max}$ (terreni coesivi).

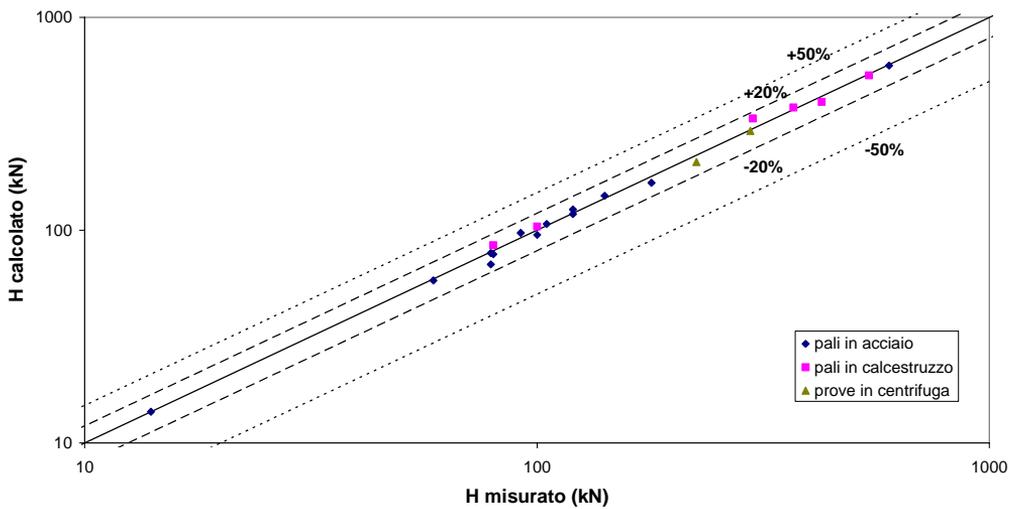


Figura 5.135. Raffronto fra il carico misurato in prova e quello dedotto con il codice di calcolo per uno spostamento della testa del palo $y = y_{max}$ (terreni coesivi).

Lo stesso criterio di rappresentazione è stato adottato in relazione ai momenti flettenti massimi. Il valore misurato durante la prova e quello calcolato con il codice sono posti a confronto in corrispondenza di due livelli di carico H : il carico massimo di prova H_{max} ed un carico pari a $0,5 H_{max}$. In figura 5.136 e 5.137 si

riportano i dati, afferenti ai due casi. Il numero di dati complessivo è minore rispetto ai grafici relativi agli spostamenti, poiché non tutte le prove erano strumentate al fine di valutare i momenti flettenti.

I dati si inseriscono, con un paio di eccezioni, nella fascia di tolleranza compresa tra il $\pm 20\%$.

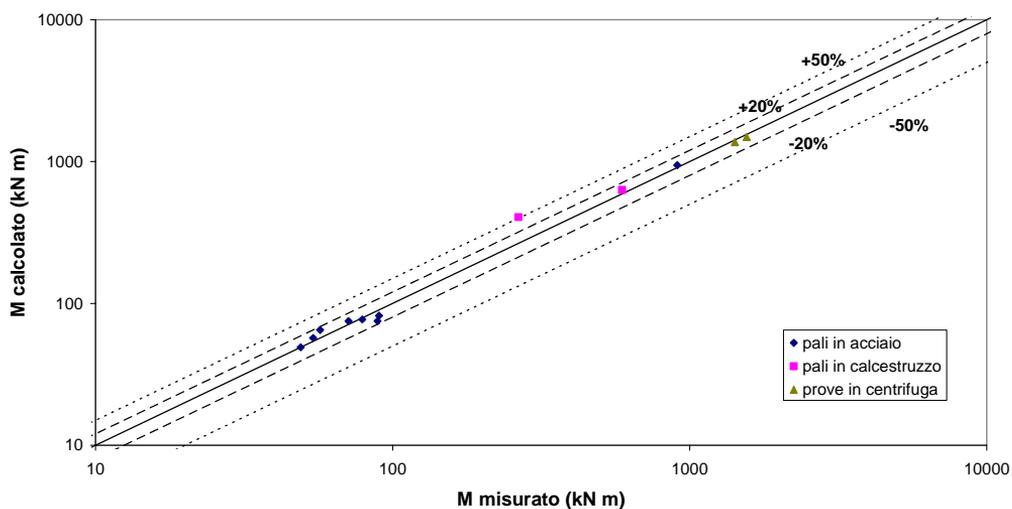


Figura 5.136. Raffronto fra il momento flettente massimo misurato in prova e quello dedotto con il codice di calcolo per un carico agente pari ad $H = 0,5 H_{\max}$ (terreni coesivi).

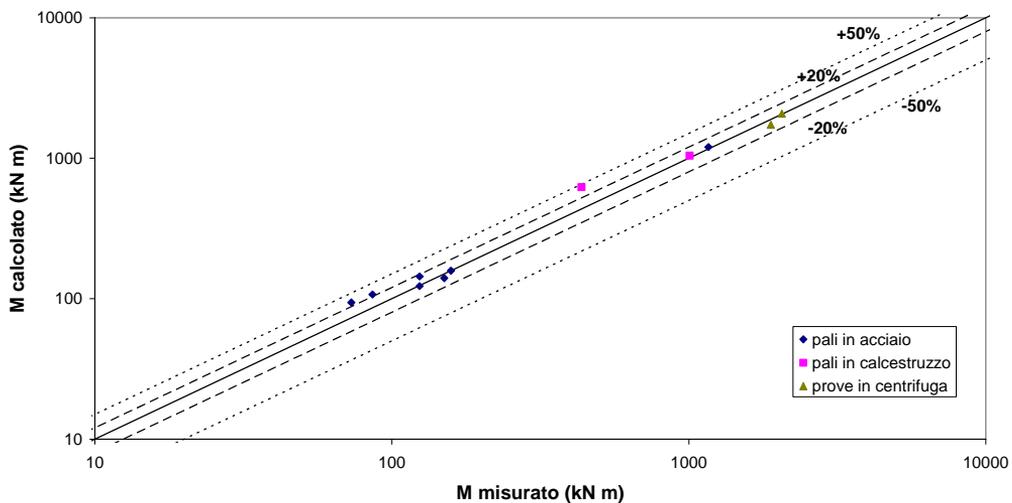


Figura 5.137. Raffronto fra il momento flettente massimo misurato in prova e quello dedotto con il codice di calcolo per un carico agente pari ad $H = H_{\max}$ (terreni coesivi).

Nelle figure che seguono, sono esposti i raffronti tra valore calcolato e valore misurato in riferimento alla rigidità iniziale del palo (figura 5.138) e al carico limite (figura 5.139). Le considerazioni generali che ne scaturiscono sono del tutto analoghe a quelle riportate in relazione ai terreni incoerenti, e ad esse, dunque, si rimanda.

Qualche considerazione aggiuntiva merita, tuttavia, la figura 5.139, relativa al confronto tra il carico limite misurato e calcolato. In questa si può constatare come un paio di punti sperimentali si collochino ampiamente al di fuori della fascia relativa al $\pm 20\%$. Tali punti afferiscono, entrambi, a casi di pali di grande diametro (LU, 1981; SOUSA COUTINHO, 2000). La sottostima del valore di carico limite ottenuto con le analisi è imputabile, a sua volta, a una sovrastima dei momenti flettenti massimi e dunque ad un *più rapido* raggiungimento del valore di formazione della cerniera plastica nel palo (si vedano i paragrafi 5.2.2.3 e 5.2.2.8). I profili di resistenza adottati nelle analisi in terreni coesivi, probabilmente, risultano cautelativi per i pali di grande diametro.

Più in generale, alla luce dell'esperienza maturata nel realizzare il complesso delle analisi a ritroso, si è constatato come la previsione della risposta del palo in terreni coesivi sia risultata più ardua della previsione relativa ai terreni incoerenti. Questa considerazione è condivisa da REESE & VAN IMPE (2001).

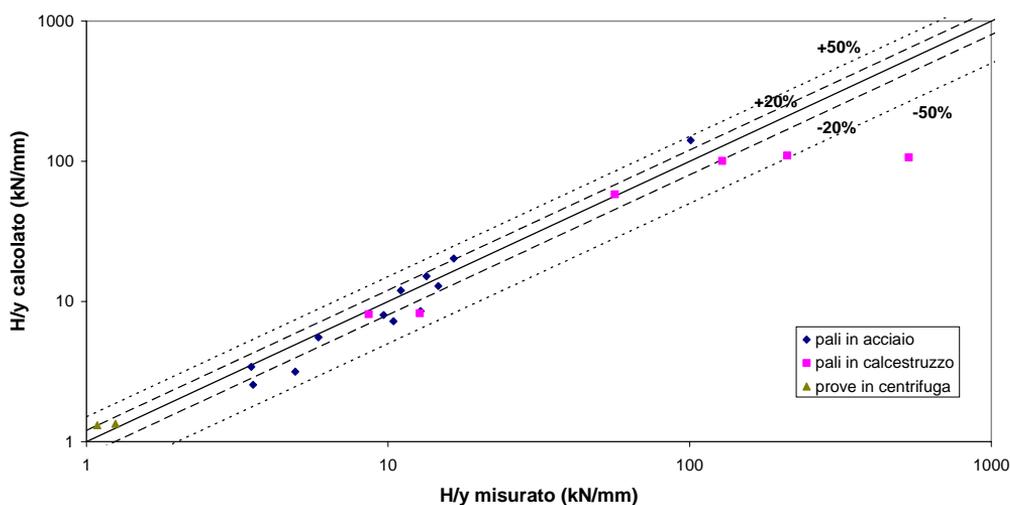


Figura 5.138. Raffronto fra la rigidità iniziale del palo reale e quello dedotto con il codice di calcolo (terreni coesivi).

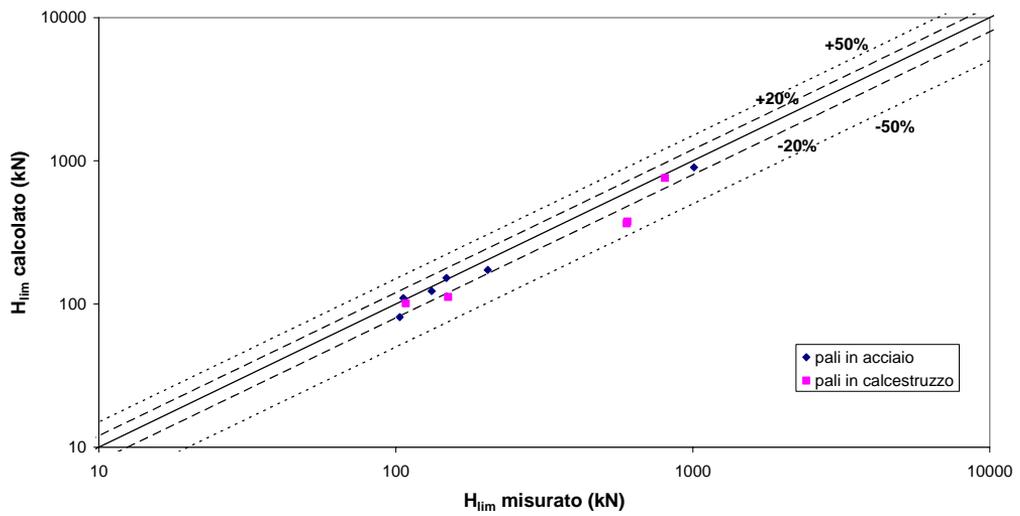


Figura 5.139. Raffronto fra il carico limite del palo reale e quello dedotto con il codice di calcolo (terreni coesivi).

5.2.4 MODULO DI ELASTICITA'

Il valore del modulo di elasticità E_s attribuito al terreno in ciascuna delle analisi è stato determinato al fine di ottenere la migliore sovrapposizione tra la curva sperimentale e quella numerica, in particolare riferimento alla curva carichi – spostamenti. Come espressamente indicato nel paragrafo 5.1.1, difatti, tale parametro, costante all'interno del singolo strato di terreno, è stato mantenuto libero di variare in maniera arbitraria, costituendo un *parametro di libertà* delle analisi.

Il complesso dei dati ottenuti realizzando le analisi a ritroso ha consentito, a valle delle stesse, di formulare delle proposte di correlazione del valore da assegnare ad E_s in funzione di altri parametri di ingresso del modello, in particolare, i parametri di resistenza del terreno (l'angolo d'attrito ϕ per le sabbie, la coesione non drenata c_u per le argille).

Altri autori, che hanno realizzato analisi a ritroso con modelli del continuo elastico, hanno fornito indicazioni sul valore da assegnare a tale parametro molto sommarie (tabelle 3.24 e 3.25, paragrafo 3.4.3).

Di seguito, sono riportati gli andamenti di E_s in funzione dei parametri di resistenza del terreno e le correlazioni proposte. La finalità di tale rappresentazione è quella di consentire l'utilizzo del programma NAPHOL per analisi di progetto, pur in assenza di una prova di carico di riferimento, necessaria alla calibrazione dei parametri meccanici del terreno. I parametri di resistenza del terreno, in un'analisi di progetto, si assumono individuabili a partire dalle indagini in sito ed in laboratorio; i profili di resistenza del terreno più idonei sono fissati, una volta per tutte, secondo quanto indicato nel paragrafo 5.1.2. La scelta del valore del modulo di Young da utilizzare nelle elaborazioni è individuabile in base alle correlazioni di seguito riportate.

Si precisa che le correlazioni proposte sono strettamente legate alle caratteristiche del programma; si ritiene infatti che E_s , conformemente a quanto affermato nel paragrafo 3.4.3, sia un parametro fortemente dipendente dalle caratteristiche di modellazione adottate nel codice di calcolo e non rappresenti esplicitamente una proprietà fisica del terreno reale (RANDOLPH, 1994).

TERRENI INCOERENTI

Nella tabella 5.21 sono riportati i valori di E_s assegnati al primo strato di terreno in ciascuna delle analisi realizzate. Tale valore è stato adimensionalizzato in base alla relazione:

$$\bar{E}_s = \frac{E_s}{\gamma_{eq} \cdot D} \quad (5.57)$$

L'andamento del parametro adimensionalizzato in funzione dell'angolo d'attrito ϕ è riportato in figura 5.140. I punti riportati in viola fanno riferimento a sabbie normalconsolidate; quelli riportati in blu a sabbie sovraconsolidate. Questi ultimi dati sono relativi alle prove di carico eseguite da ALIZADEH & DAVISSON (1970) in terreni nei quali, prima di realizzare i pali, è stata effettuata un'escavazione per diversi metri di profondità (paragrafo 5.2.1.1).

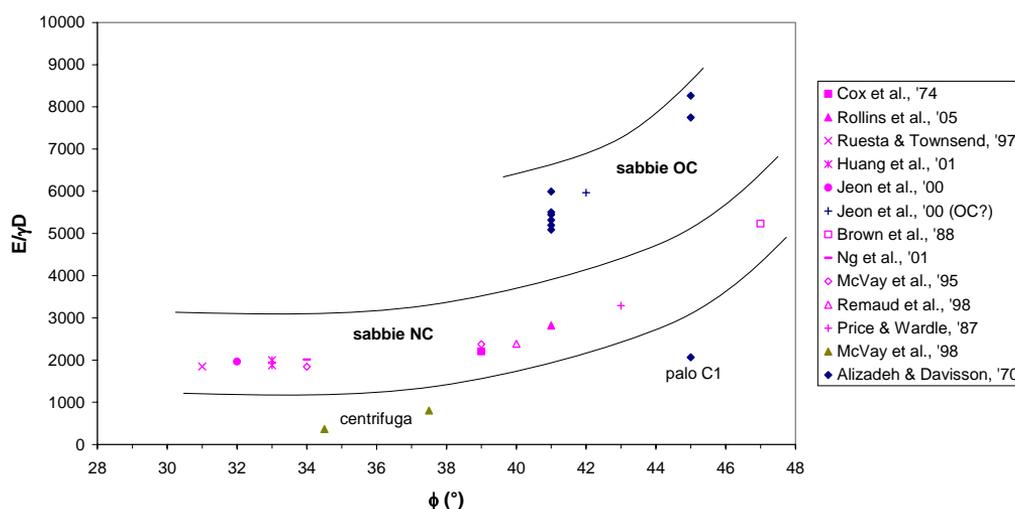


Figura 5.140. Andamento del modulo elastico, in terreni incoerenti, al variare del valore di angolo d'attrito.

I punti relativi alle sabbie normalconsolidate e quelli relativi a sabbie sovraconsolidate individuano una ben precisa fascia di valori. I punti *anomali*, che non rientrano in tali fasce, corrispondono al palo C1 di ALIZADEH & DAVISSON (1970) e ai pali in centrifuga di McVAY ET AL. (1998).

Relativamente al palo C1 (assieme al *gemello* C2, *Lock and Dam* 3), gli autori hanno ampiamente sottolineato come i dati sperimentali ottenuti durante la realizzazione della prova risultassero *inspiegabili*; in particolare tali pali, pur avendo caratteristiche analoghe ad altri ed essendo stati realizzati negli stessi terreni, erano risultati, al confronto, particolarmente cedevoli. Nel realizzare l'analisi a ritroso, finalizzata alla miglior sovrapposizione della curva carichi – cedimenti, il valore attribuito al modulo di Young E_s è risultato conseguentemente molto basso; per tale motivo, non si inserisce nella fascia di valori individuata dalle sabbie sovraconsolidate.

Gli altri due punti il cui andamento non è regolare corrispondono alle prove in centrifuga realizzate da McVAY ET AL. (1998). In questo caso, il basso valore di E_s utilizzato nelle analisi, necessario alla buona sovrapposizione dei risultati numerici con gli sperimentali, è difficilmente giustificabile. Gli altri casi relativi a prove in centrifuga (McVAY ET AL., 1995 e REMAUD ET AL., 1998), difatti, si inseriscono regolarmente nella fascia di valori individuati dalle sabbie normalconsolidate.

Facendo riferimento alle sole sabbie normalconsolidate, per le quali i casi analizzati coprono un campo di variabilità del valore di angolo d'attrito più ampio, si può notare come l'influenza di ϕ sul valore assunto da E_s sia poco marcata per valori compresi fra 30° e 34° . Per valori maggiori, l'andamento di E_s risulta crescente, con forma esponenziale.

La proposta di interpolazione dei dati prevede il ricorso ad una curva polinomiale del terzo ordine, così definita.

$$\frac{E_s}{\gamma_{eq} \cdot D} = 0,9 \phi^3 - 85,8 \phi^2 + 2730 \phi - 27100 \quad (5.58)$$

L'andamento della curva è riportato in figura 5.141, assieme ai dati sperimentali che ne giustificano la formulazione.

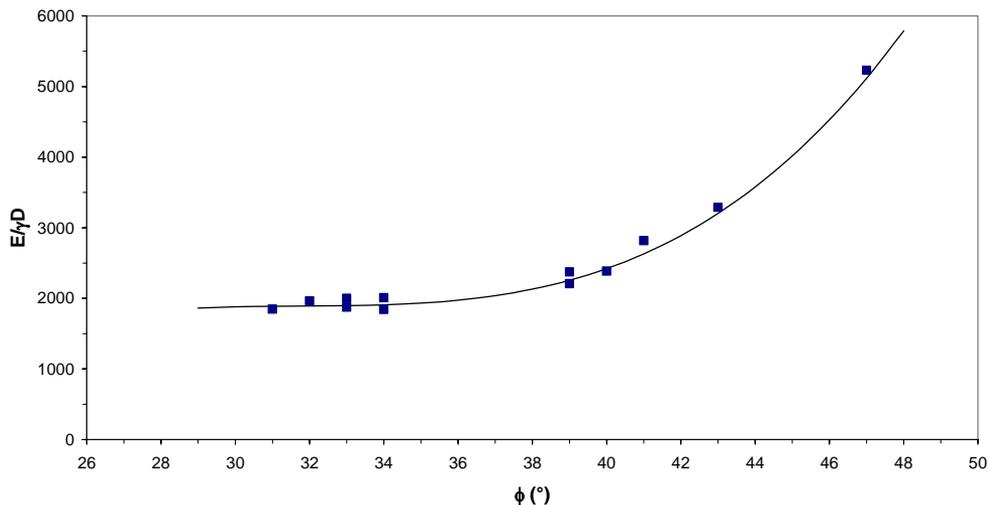


Figura 5.141. Modulo elastico in terreni incoerenti: proposta di correlazione.

Relativamente alle sabbie sovraconsolidate, la casistica a disposizione consente di coprire un intervallo di variazione dell'angolo d'attrito ϕ ridotto, compreso fra 41° e 45° . I dati a disposizione suggeriscono che l'andamento di E_s (sempre inteso come parametro adimensionalizzato) possa essere rappresentato, al variare di ϕ , da una curva interpolante con caratteristiche analoghe a quella relativa alle sabbie normalconsolidate, previa una idonea traslazione. Non vi sono, tuttavia, dati sperimentali relativi all'intervallo $\phi = 30 - 41^\circ$ che consentano di avvalorare questa ipotesi.

Per concludere il discorso relativo ai terreni incoerenti, appare significativo riportare una ulteriore rappresentazione di dati.

Si è esposto, nel paragrafo 5.1.2, come alcune analisi a ritroso siano state realizzate (anche) assegnando al terreno un profilo di resistenza alla FLEMING ET AL. (1985). Tale profilo si differenzia da quello proposto da BARTON (1982) limitatamente alla definizione delle pressioni ultime del terreno in corrispondenza dei primi due diametri di profondità. Dei risultati ottenuti conducendo le analisi a ritroso con il profilo di resistenza alla FLEMING ET AL. (1985) è riportata testimonianza nel paragrafo 5.2.1, in relazione alle prove di BROWN ET AL. (1988), RUESTA & TOWNSEND (1997), ROLLINS ET AL. (2005a), COX ET AL. (1974).

Nella figura 5.142 si riportano, in funzione di ϕ , i valori di E_s (adimensionalizzati in ragione di γ_{eq} e D) utilizzati per le analisi con il profilo alla FLEMING ET AL. (1985), e tali da garantire la migliore sovrapposizione tra le osservazioni sperimentali e gli andamenti calcolati.

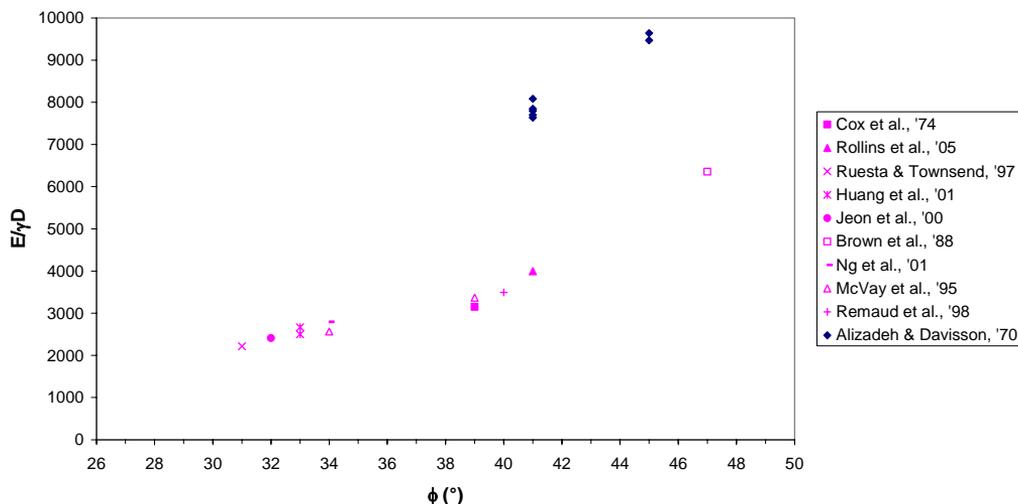


Figura 5.142. Andamento del modulo elastico, in terreni incoerenti, al variare del valore di angolo d'attrito, con riferimento ad un profilo di resistenza alla Fleming.

La figura 5.142 suggerisce due commenti:

- L'andamento di E_s dipende in maniera più evidente dal valore assunto dall'angolo d'attrito ϕ , anche nell'intervallo compreso fra 30° e 34° . I dati relativi alle sabbie normalconsolidate, trascurando il punto relativo a $\phi = 47^\circ$, suggeriscono la possibilità di adottare, in questo caso, una correlazione lineare, del tipo:

$$\frac{E_s}{\gamma_{eq} \cdot D} = 150 \phi - 2300 \quad (5.59)$$

il cui andamento, in relazione ai dati sperimentali, è riportato in figura 5.143.

- I valori assunti da E_s in seguito all'adozione di un profilo alla FLEMING ET AL. (1985) differiscono da quelli utilizzati per condurre le analisi con il profilo alla BARTON (1982); questo nonostante si tratti di due profili estremamente simili tra loro. Questa constatazione evidenzia il legame che intercorre tra il valore assunto dal parametro E_s e le caratteristiche di modellazione adottate.

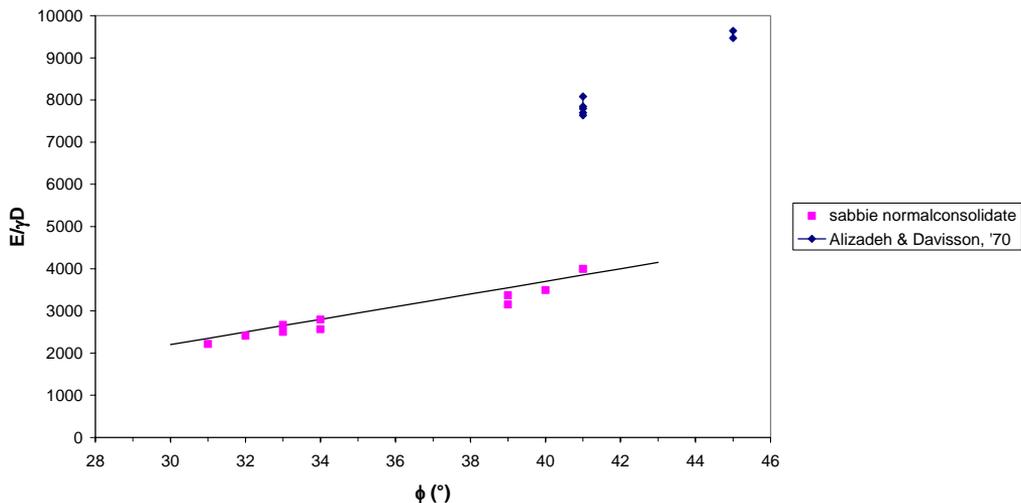


Figura 5.143. Modulo elastico in terreni incoerenti: proposta di correlazione per un profilo alla Fleming.

TERRENI COESIVI

Nella tabella 5.23 sono riportati i valori di E_s assegnati al primo strato di terreno in ciascuna delle analisi realizzate. Parimenti, sono riportati i valori di coesione non drenata c_u riferiti ad una profondità di 5 diametri del palo. Entrambe le grandezze, per mere esigenze di rappresentazione, sono riportate anche in forma adimensionale:

$$\overline{E_s} = \frac{E_s}{\gamma \cdot D} \quad (5.60)$$

$$\overline{c_u} = \frac{c_u}{\gamma \cdot D} \quad (5.61)$$

Di seguito è riportato l'andamento di E_s in funzione di c_u , entrambi adimensionalizzati, in relazione rispettivamente al caso di argille *consistenti* e al caso di argille *poco consistenti*. Le rappresentazioni afferenti ai due casi sono mantenute separate poiché fanno riferimento a profili di resistenza differenti. Le caratteristiche del profilo di resistenza, anche alla luce di quanto illustrato per i terreni incoerenti, condizionano la scelta del valore di E_s nelle analisi a ritroso; i due gruppi di dati, dunque, non sono omogenei tra loro.

In figura 5.144 si riporta la correlazione che intercorre tra E_s e c_u nel caso di argille *consistenti*. Nel grafico sono riportati, in viola, anche i dati relativi a ROLLINS ET AL. (1998) e PORTUGAL & SÊCO E PINTO (1993), le cui analisi a ritroso sono state realizzate sia con il profilo delle argille *consistenti* (cui si riferiscono i punti nel diagramma) sia con quello delle argille *poco consistenti*. In verde è indicato il punto relativo alla prova in centrifuga di ILYAS ET AL. (2004).

L'andamento è lineare, e può essere interpolato da una retta definita da:

$$\frac{E_s}{\gamma \cdot D} = 1250 \frac{c_u}{\gamma \cdot D} - 750 \quad (5.62)$$

In figura 5.145 si riporta la correlazione che intercorre tra E_s e c_u nel caso di argille *poco consistenti*. Sono riportati anche i dati relativi a ROLLINS ET AL. (1998) e PORTUGAL & SÊCO E PINTO (1993), così come desunti dalle analisi a ritroso realizzate con il profilo di argille *poco consistenti*. In verde è indicato il punto sperimentale della prova in centrifuga di ILYAS ET AL. (2004).

A differenza di quanto osservato nel caso delle argille *consistenti*, la dispersione dei dati è maggiore. In particolare, i punti si dispongono, indicativamente, lungo due rette (punti in blu e punti in viola, rispettivamente), caratterizzate dallo stesso coefficiente angolare.

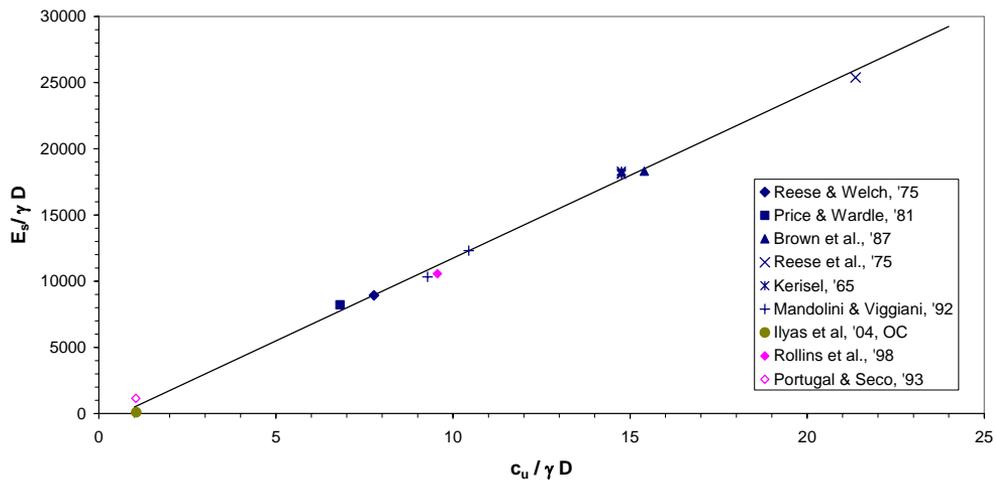


Figura 5.144. Andamento del modulo elastico, in terreni coesivi *consistenti*, al variare della coesione non drenata.

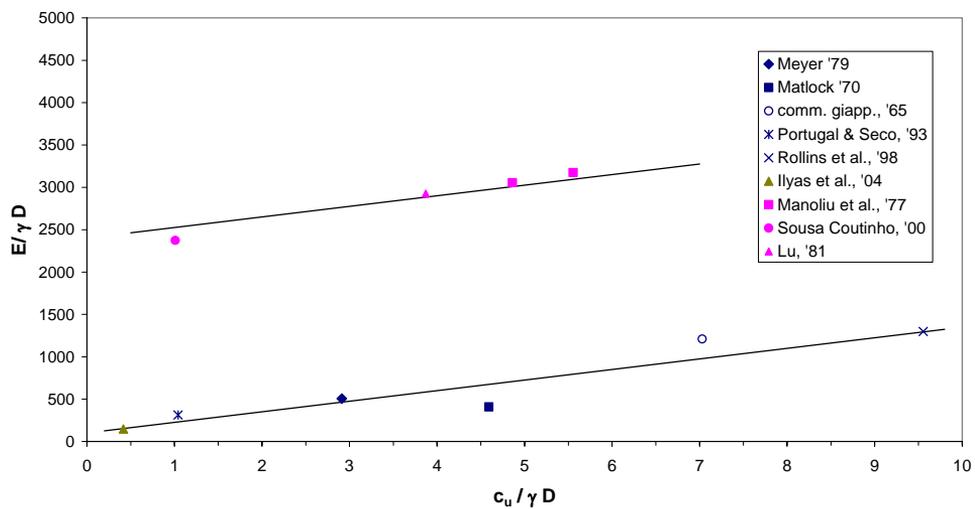


Figura 5.145. Andamento del modulo elastico, in terreni coesivi *poco consistenti*, al variare della coesione non drenata.

Le relazioni che definiscono le due rette sono, rispettivamente:

$$\frac{E_s}{\gamma \cdot D} = 125 \frac{c_u}{\gamma \cdot D} + 100 \quad (\text{dati in blu}) \quad (5.63)$$

$$\frac{E_s}{\gamma \cdot D} = 125 \frac{c_u}{\gamma \cdot D} + 2400 \quad (\text{dati in viola}) \quad (5.64)$$

Allo stato attuale, non è chiaro il motivo per cui i dati si dispongano su due giaciture differenti.

CAPITOLO 6

6.1 PROVE DI CARICO SU GRUPPI DI PALI

Questo capitolo è dedicato alla descrizione delle analisi a ritroso delle prove di carico orizzontale su gruppi di pali, reperite in letteratura e ben documentate, realizzate con il programma di calcolo NAPHOL. Come nel caso dei pali singoli, sono state prese in considerazione tanto le prove eseguite su pali reali quanto quelle eseguite in centrifuga; sono state tralasciate, invece, le prove su pali modello a gravità naturale (1 g).

I criteri adottati per descrivere, con il codice di calcolo, la risposta del gruppo di pali, sono riportati nel paragrafo 4.1; gli aspetti fondanti della modellazione, rispetto al caso del palo singolo, si mantengono invariati. Gli unici elementi di novità, come estesamente descritto nel paragrafo 4.1.7, consistono nella introduzione del fenomeno di *rottura a blocco*, che interessa i pali delle file successive alla prima, e l'adozione di una *distanza di estinzione* degli effetti di interazione elastica tra pali.

In tutti i casi di seguito esposti gli autori hanno previsto, parallelamente alla prova sul gruppo, la realizzazione di una prova di carico orizzontale su un palo singolo. Tale prova, effettuata con la finalità di raffrontare la risposta del palo singolo ed isolato con quella dei pali appartenenti al gruppo, interessa ovviamente un palo con analoghe caratteristiche geometriche e meccaniche di quelli del gruppo, ed è condotta nei medesimi terreni.

Le prove su palo singolo in questione sono state analizzate con il codice di calcolo nel capitolo 5. In quella sede sono dettagliatamente riportate, caso per caso, le caratteristiche geometriche e meccaniche dei pali, nonché il tipo di strumentazione utilizzata per la lettura dei dati di prova; sono descritte la stratigrafia dei terreni, le indagini geotecniche realizzate e la caratterizzazione meccanica che ne scaturisce; sono riportate le modalità di applicazione del carico di prova. Sono altresì riportati i valori attribuiti ai parametri d'ingresso del programma NAPHOL, in riferimento tanto al palo (lunghezza, diametro, rigidità flessionale) quanto al terreno (parametri di resistenza e modulo elastico).

I parametri meccanici e geometrici determinati, per il terreno ed il palo, in sede di analisi delle prove sul palo singolo sono stati utilizzati, invariati, per l'analisi a ritroso sulla risposta del gruppo di pali.

Il capitolo 6, dunque, è dedicato alla esposizione dei risultati sperimentali ottenuti dagli autori nella realizzazione delle prove di carico sui gruppi; gli andamenti osservati sperimentalmente sono posti a confronto con quelli analitici ottenuti programma di calcolo NAPHOL.

Le analisi sui gruppi sono state realizzate secondo una duplice modalità:

1. adottando la *distanza di estinzione* degli effetti di interazione elastica tra i pali, definita secondo REESE & VAN IMPE (2001);
2. non ricorrendo a tale espediente di modellazione.

In molti dei casi di seguito esposti, vengono riportati i risultati ottenuti con entrambe le tipologie di analisi, al fine di evidenziarne le differenze; nei casi rimanenti, si espongono i risultati relativi alla sola prima tipologia di analisi.

Nel paragrafo 6.2 sono esposte alcune considerazioni che scaturiscono dalla visione d'insieme del complesso dei casi analizzati.

6.1.1 CASI SPERIMENTALI: TERRENI INCOERENTI

In questo paragrafo sono riportate le analisi a ritroso relative a prove di carico realizzate su gruppi di pali in terreni incoerenti. In presenza di terreni stratificati, l'appartenenza del caso sperimentale a tale ambito è dettata dalle caratteristiche del primo strato.

I sottoparagrafi dal 6.1.1.1 al 6.1.1.4 si riferiscono a prove condotte su pali in vera grandezza; i sottoparagrafi dal 6.1.1.5 al 6.1.1.7 a prove in centrifuga.

6.1.1.1 BROWN ET AL. (1988)

La prova di carico interessa un gruppo di 9 pali tubolari in acciaio, disposti secondo una configurazione quadrata 3x3 e ad interasse relativo pari a 3D; una pianta dell'area di prova è riportata in figura 6.1. L'elemento di collegamento dei pali è realizzato mediante una struttura rigida, capace di garantire ai pali libertà di rotazione in testa. Il carico è applicato alla struttura di collegamento, non a contatto con il terreno, ad una distanza di 30 cm dal piano campagna.

Le caratteristiche dei pali e del terreno sono riportate nel paragrafo 5.2.1.2, così come i parametri d'ingresso utilizzati nel codice di calcolo NAPHOL.

In figura 6.2 si mostra l'andamento sperimentale della curva carichi (medi per palo) – spostamenti del gruppo, posto a confronto con i dati numerici. La curva analitica sovrastima l'entità degli spostamenti.

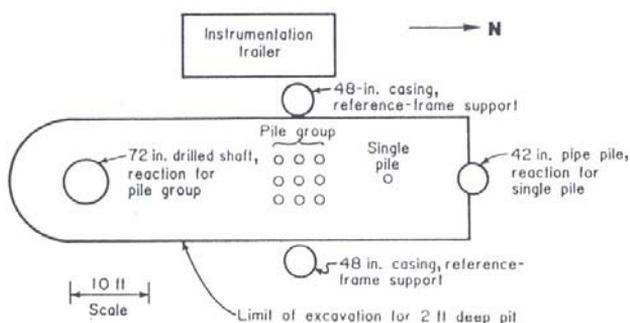


Figura 6.1. Pianta del campo prova (da Brown et al., 1988).

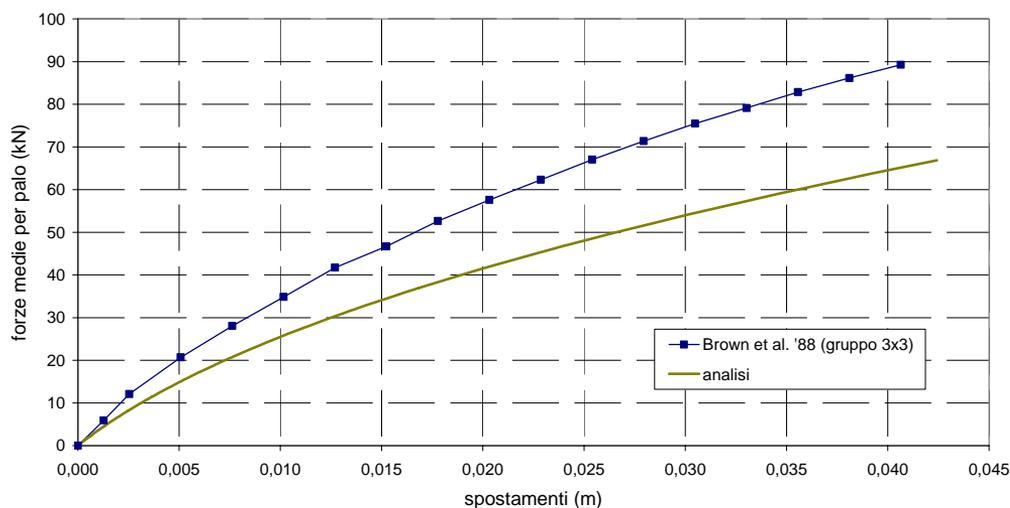


Figura 6.2. Brown et al. (1988), gruppo 3x3: curve carichi – spostamenti.

Nelle successive figure 6.3 – 6.5 le curve carichi – spostamenti, sperimentali ed analitiche, sono riferite a ciascuna delle tre file di pali (*Front Row, Middle Row, Back Row*, rispettivamente), al fine di evidenziare le modalità di ripartizione dei carichi tra le stesse. Nuovamente, in ordinata, è indicato il valore di carico medio agente sui pali della stessa fila.

Il raffronto dei dati sperimentali evidenzia la significatività dell'effetto ombra sulla risposta complessiva del gruppo: la prima fila (FR) è considerevolmente più rigida delle file successive (MR e BR). Dai confronti tra le curve analitiche e sperimentali, si evince come il programma di calcolo riesca a stimare con ottima approssimazione la risposta della prima e della terza fila; sottostimi significativamente, invece, la rigidezza della seconda. La cattiva riproduzione

dell'andamento sperimentale della seconda fila è la causa, a sua volta, della sovrastima degli spostamenti globali del gruppo osservati in figura 6.2.

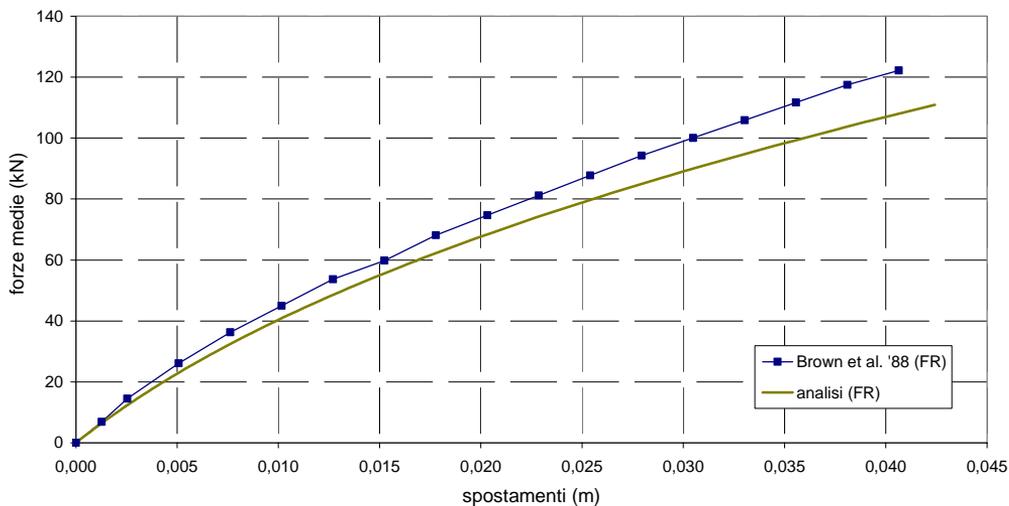


Figura 6.3. Brown et al. (1988), fila 1: curve carichi – spostamenti.

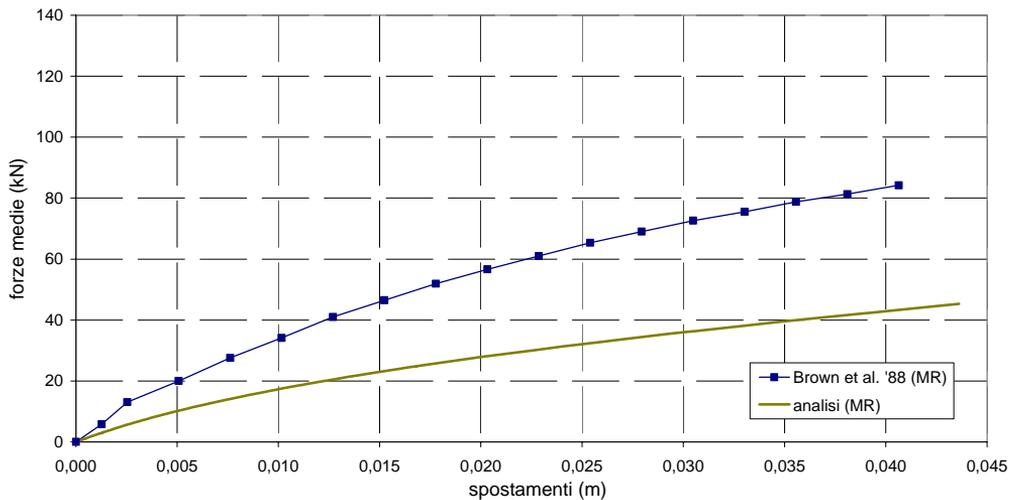


Figura 6.4. Brown et al. (1988), fila 2: curve carichi – spostamenti.

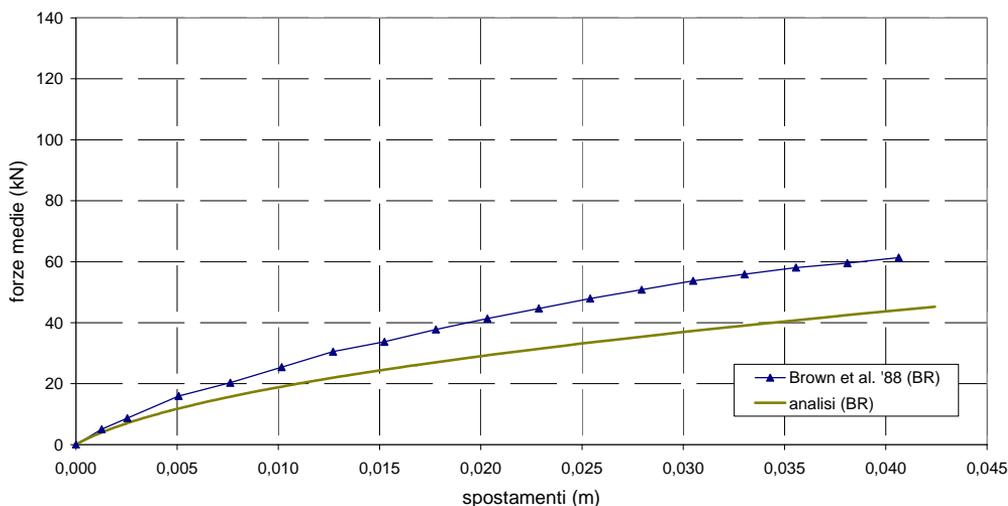


Figura 6.5. Brown et al. (1988), fila 3: curve carichi – spostamenti.

Nelle figure 6.6 – 6.8 si riportano gli andamenti dei momenti flettenti massimi agenti mediamente sui pali delle tre file, al variare del carico medio agente sulle file stesse. Dal raffronto dei tre andamenti sperimentali si nota come, a parità di carico medio agente, i pali più sollecitati siano quelli delle file soggette al fenomeno dello *shadowing*, dunque la seconda e la terza.

Il raffronto tra dati sperimentali e dati numerici mostra, coerentemente con i risultati ottenuti in relazione alla ripartizione dei carichi, una buona riproduzione degli andamenti osservati per la prima e la terza fila, ed una sovrastima delle sollecitazioni agenti sui pali della seconda fila.

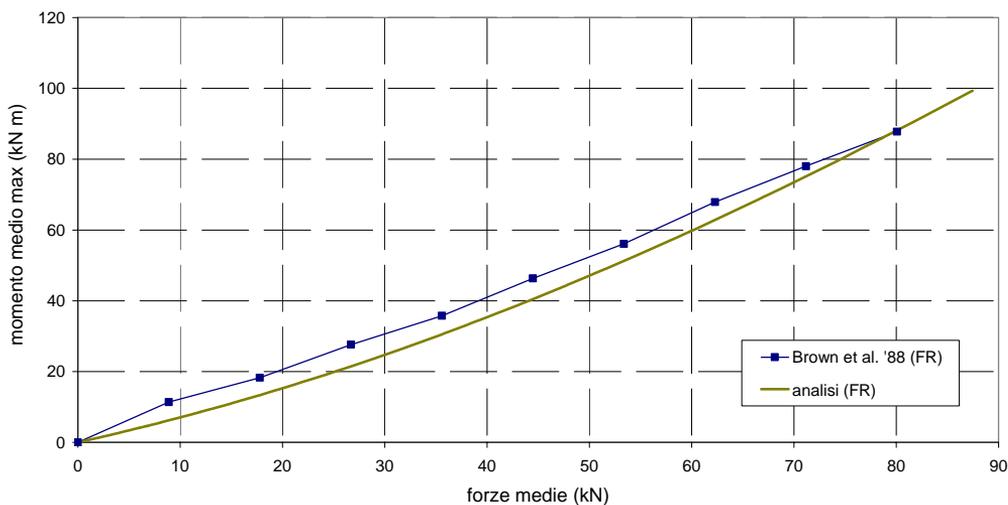


Figura 6.6. Brown et al. (1988), fila 1: curve carichi – momenti massimi.

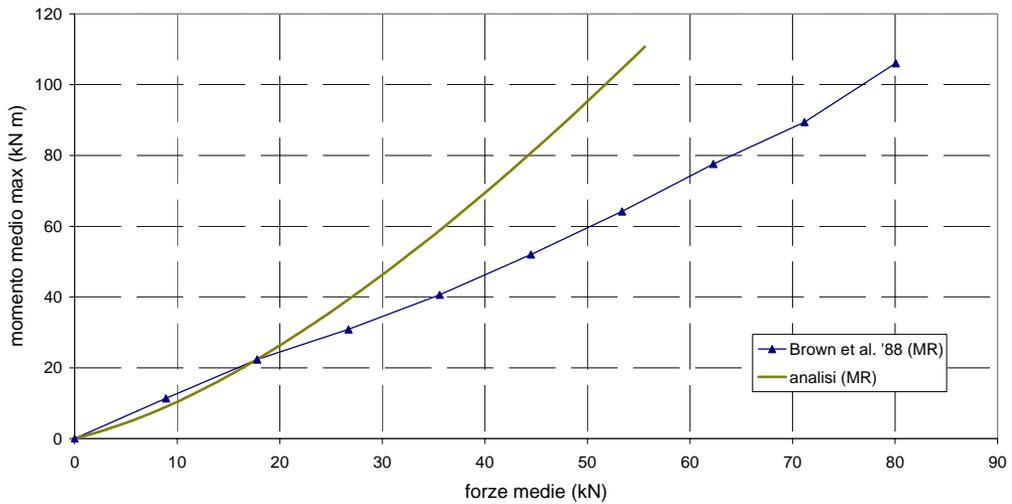


Figura 6.7. Brown et al. (1988), fila 2: curve carichi – momenti massimi.

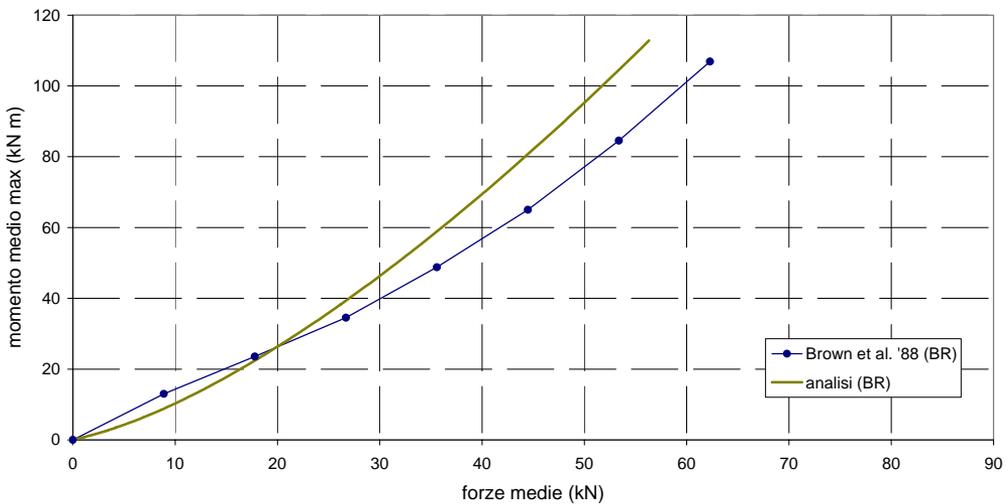


Figura 6.8. Brown et al. (1988), fila 3: curve carichi – momenti massimi.

6.1.1.2 RUESTA & TOWNSEND (1997)

Gli autori realizzano una prova di carico su un gruppo di 16 pali quadrati in calcestruzzo precompresso, disposti secondo una configurazione 4x4. L'interasse relativo è pari a 3 diametri; le teste dei pali sono libere di ruotare. In figura 6.9 si riporta una visione in pianta dello schema di prova; il gruppo di 16 pali è caricato

mediante un martinetto che sfrutta, come struttura di contrasto, un adiacente piastra su pali; i pali di quest'ultima struttura sono incastrati in testa. 10 dei 16 pali del gruppo sottoposto a prova sono strumentati; sono strumentati anche 5 pali della piastra di contrasto (i pali strumentati sono indicati con un cerchio nero). Il carico è applicato alla piastra ad una distanza di 2,4 m dal piano campagna. La piastra non è a contatto con il terreno.

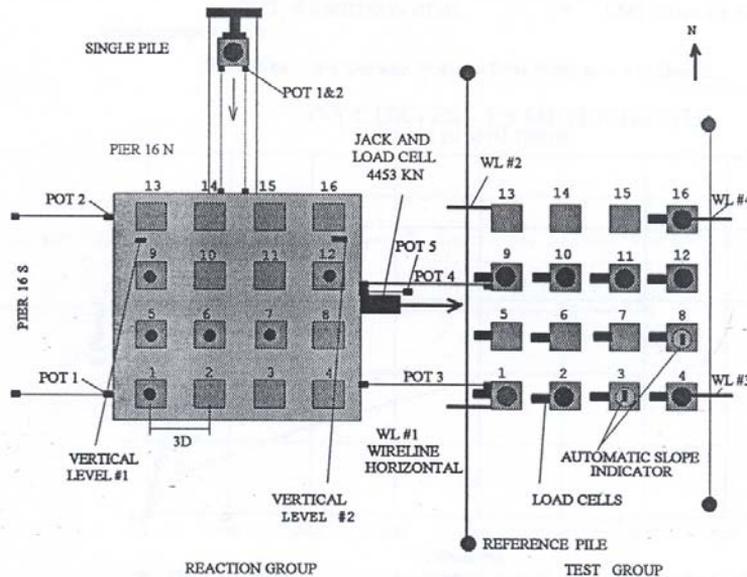


Figura 6.9. Schema di prova sul gruppo di pali 4x4 (da Ruesta & Townsend, 1997).

Le caratteristiche dei pali e del terreno, nonché i parametri d'ingresso utilizzati per realizzare l'analisi con il codice di calcolo, sono riportati nel paragrafo 5.2.1.3.

La figura 6.10 mostra l'andamento della curva carichi – spostamenti del gruppo, messa a confronto con gli andamenti desunti dalle analisi numeriche. Sono riportati i risultati di due analisi: la prima (analisi 1), non prevede l'adozione della distanza di estinzione degli effetti di interazione elastica tra pali; la seconda (analisi 2), la introduce. Il confronto tra i dati sperimentali e quelli analitici evidenzia il benefico effetto, sulla riproducibilità dei risultati reali, di questo elemento della modellazione.

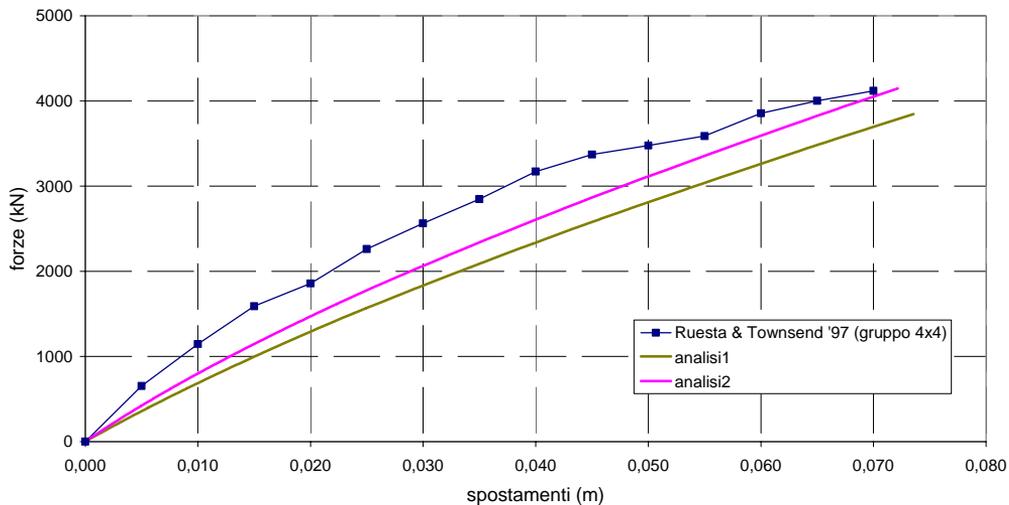


Figura 6.10. Ruesta & Townsend (1997), gruppo 4x4: curve carichi – spostamenti.

Nelle figure 6.11 – 6.14 si riportano gli andamenti delle curve carico – spostamenti riferiti a ciascuna delle quattro file (*Front Row*, *Front Middle Row*, *Back Middle Row*, *Back Row*). I carichi riportati in ordinata sono carichi medi per fila. Le curve analitiche sono nuovamente due, riferite, rispettivamente, alle analisi senza e con l'adozione della distanza di estinzione (analisi 1 e 2, rispettivamente).

La capacità di riprodurre l'esatta ripartizione dei carichi tra le diverse file del gruppo è complessivamente buona.

L'andamento meno fedelmente ripercorso è relativo alla seconda fila. Il raffronto tra le curve sperimentali evidenzia come l'aliquota di carico assorbita dalla seconda fila sia pressoché uguale alla aliquota di carico assorbita dalla prima, come se tale fila (la seconda) non risentisse dell'effetto ombra. Questo risultato è *anomalo*, poiché osservato solamente nella prova di RUESTA & TOWNSEND (1997) e motiva, in parte, la discordanza fra i risultati sperimentali e analitici.

Il confronto tra i risultati delle analisi 1 e 2 mostra come, complessivamente, l'introduzione della distanza di estinzione consenta di ottenere una migliore sovrapposizione dei dati numerici con i dati sperimentali. L'influenza di tale aspetto di modellazione condiziona in forma più marcata i risultati relativi alla prima e all'ultima fila; in forma quasi nulla quelli della terza.

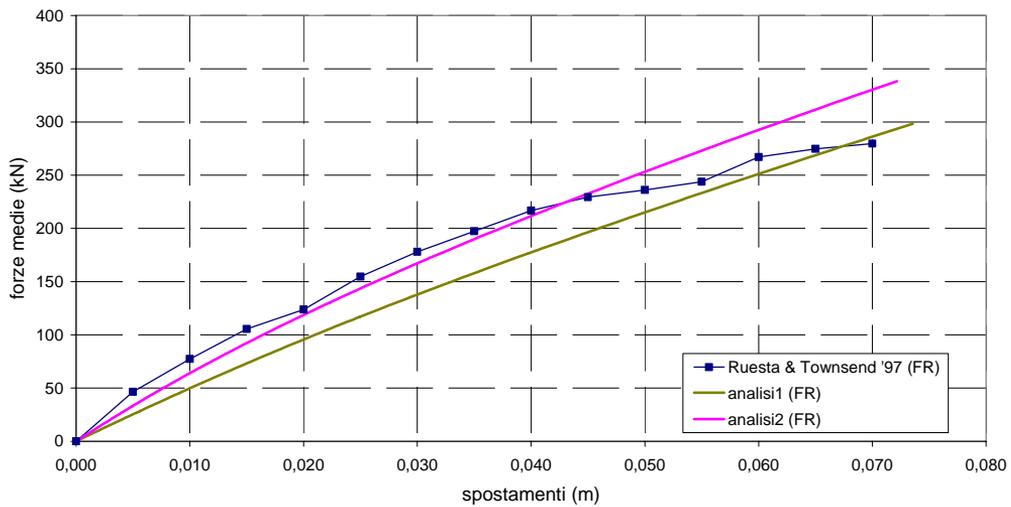


Figura 6.11. Ruesta & Townsend (1997), fila 1: curve carichi – spostamenti.

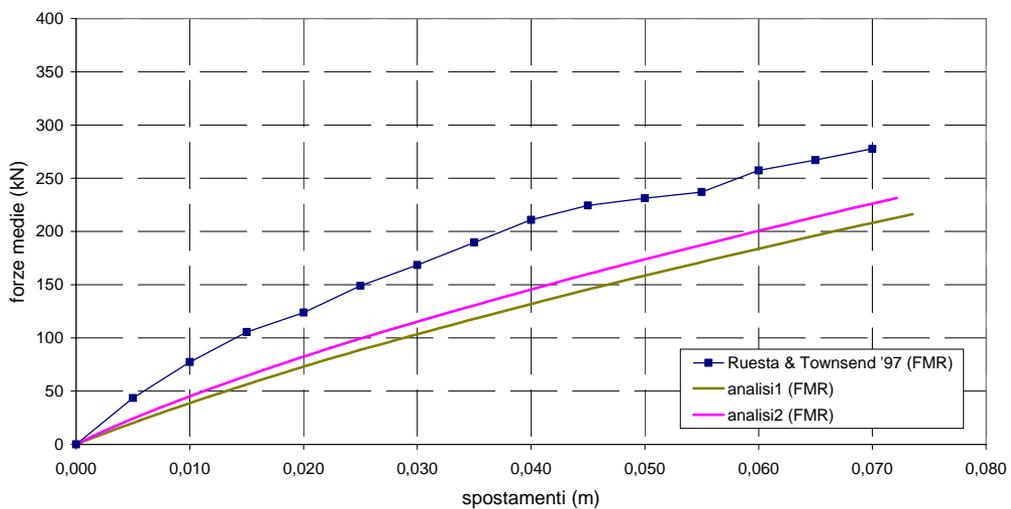


Figura 6.12. Ruesta & Townsend (1997), fila 2: curve carichi – spostamenti.

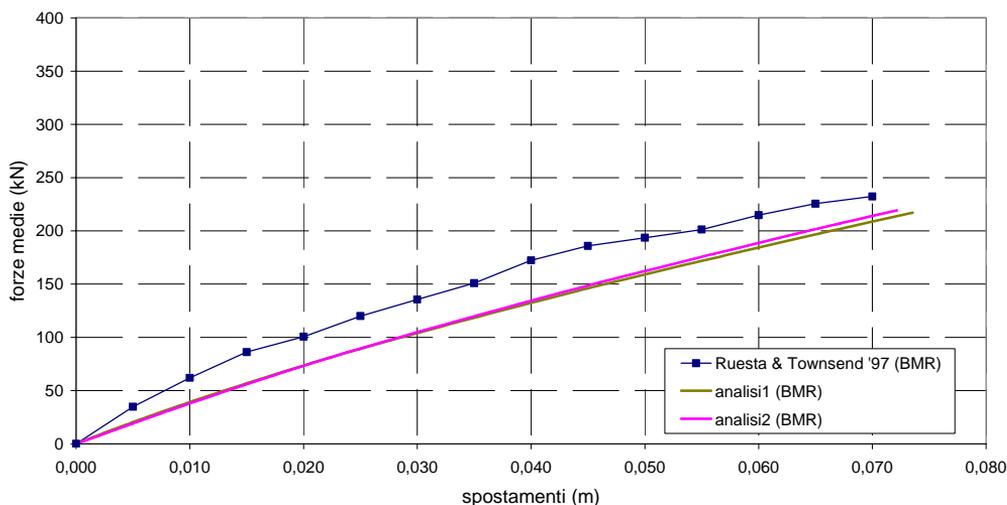


Figura 6.13. Ruesta & Townsend (1997), fila 3: curve carichi – spostamenti.

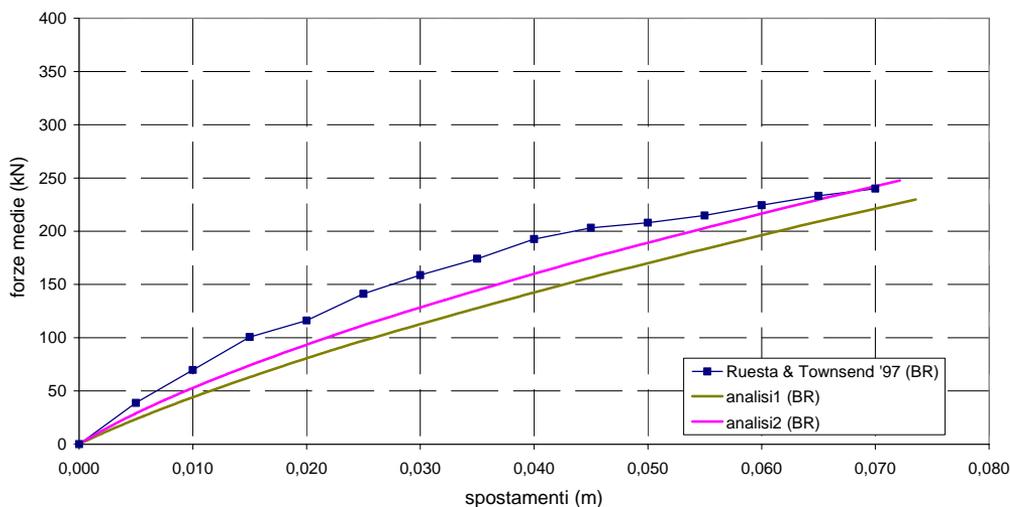


Figura 6.14. Ruesta & Townsend (1997), fila 4: curve carichi – spostamenti.

Gli autori non riportano l'andamento dei momenti flettenti massimi agenti sul palo al variare del carico; mostrano tuttavia il profilo dei momenti agenti sui pali delle 4 file in corrispondenza di un carico applicato sul gruppo pari a 2230 kN. In figura 6.15 si rappresenta, al variare del carico, l'andamento dei momenti flettenti massimi agenti, in media, sui pali delle quattro file del gruppo, ottenuti con il programma di calcolo. I punti, invece, fanno riferimento ai dati sperimentali. Il dato riprodotto in forma più approssimata è relativo alla quarta fila.

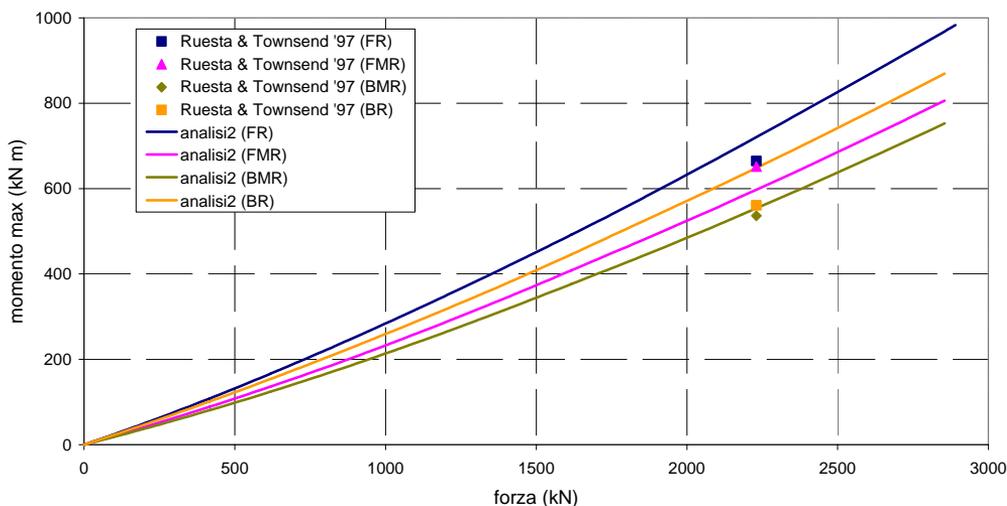


Figura 6.15. Ruesta & Townsend (1997): curve carichi – momenti massimi per file.

6.1.1.3 HUANG ET AL. (2001)

Gli autori sottopongono a prova di carico orizzontale due gruppi, composti rispettivamente da 6 e 12 pali. Il gruppo di 6 pali, disposti secondo una configurazione 2x3, è costituito da pali ad asportazione di terreno (trivellati), circolari, di grande diametro ($D = 1,5$ m), in calcestruzzo. Il gruppo di 12 pali, disposti secondo una configurazione 3x4, è costituito da pali battuti, tubolari, in calcestruzzo prefabbricato. L'interasse relativo, per entrambi i gruppi, è di 3 diametri.

Il carico è applicato mediante un martinetto idraulico, disposto orizzontalmente tra le piastre dei due gruppi. Lo schema della prova è riportato in figura 6.16. Le piastre sono a contatto con il terreno; la loro porzione inferiore è realizzata con calcestruzzo levigato, al fine di ridurre al minimo l'attrito con il terreno. Questa operazione non esclude che un'aliquota del carico esterno applicato sia assorbita dalla piastra.

Secondo quanto precisato dagli autori, il vincolo esercitato dalla struttura di collegamento in testa ai pali ha caratteristiche che evolvono, progressivamente, da quelle di un incastro (rotazione impedita) a quelle di una cerniera (rotazione consentita). Il vincolo d'incastro si mantiene pressoché perfetto lungo l'intero arco della prova per il gruppo di pali trivellati (2x3); evolve progressivamente verso un vincolo cerniera per il gruppo di pali battuti (3x4).

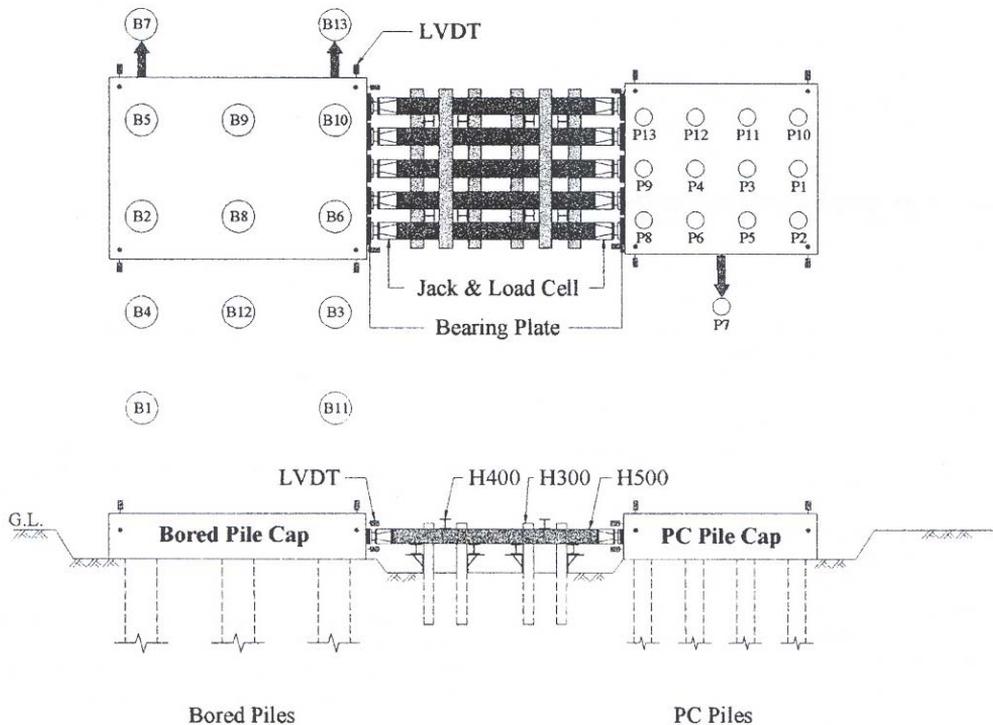


Figura 6.16. Schema di prova di due gruppi di pali (da Huang et al., 2001).

Le caratteristiche dei pali e del terreno, nonché i parametri d'ingresso utilizzati per realizzare l'analisi con il codice di calcolo, sono riportati nel paragrafo 5.2.1.5.

In figura 6.17 si riporta l'andamento della curva carichi – spostamenti del gruppo di 6 pali trivellati. A confronto, è riportato l'andamento restituito dal programma di calcolo, ottenuto considerando i pali del gruppo impediti di ruotare in testa. La curva analitica non riproduce l'elevato valore di rigidità della risposta osservato in corrispondenza dei livelli di carico più bassi (fino a 3400 kN). Successivamente, la pendenza delle curve è analoga. La discrepanza osservata in corrispondenza dei primi valori di carico è probabilmente legata al contributo di resistenza offerta, nel caso reale, dalla piastra. Il modello NAPHOL non ne tiene conto.

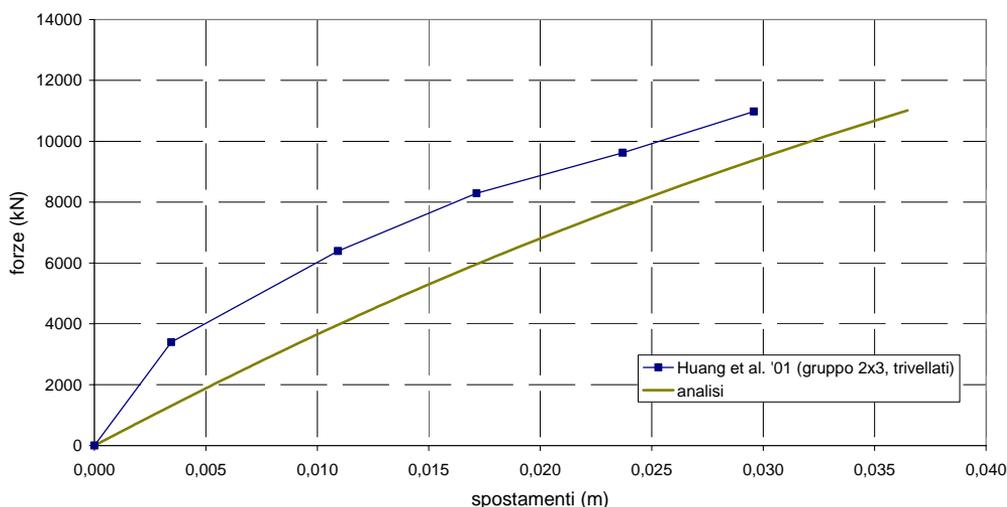


Figura 6.17. Huang et al. (2001), gruppo 2x3 (pali trivellati): curve carichi – spostamenti.

In figura 6.18 si riporta l'andamento della curva carichi – spostamenti del gruppo di 12 pali battuti. A confronto, si riportano i risultati di due analisi: la prima (analisi 1) realizzata nell'ipotesi di pali impediti di ruotare in testa, la seconda (analisi 2) realizzata nell'ipotesi di pali liberi di ruotare. Si ribadisce che, per ammissione degli autori, il vincolo reale esercitato dalla piastra sui pali evolve, durante la prova, da quello di un incastro a quello di una cerniera. Coerentemente con questa osservazione, si riscontra come l'analisi con pali impediti di ruotare in testa ripercorra il comportamento osservato sperimentalmente in corrispondenza dei primi incrementi di carico, fino ad un valore di circa 6000 kN. Per carichi più elevati, la pendenza della curva sperimentale è ben riprodotta dalla analisi 2, relativa a pali liberi di ruotare in testa.

Per nessuno dei due gruppi di pali sono riportate le distribuzioni dei carichi tra le file né la misura dei momenti flettenti.

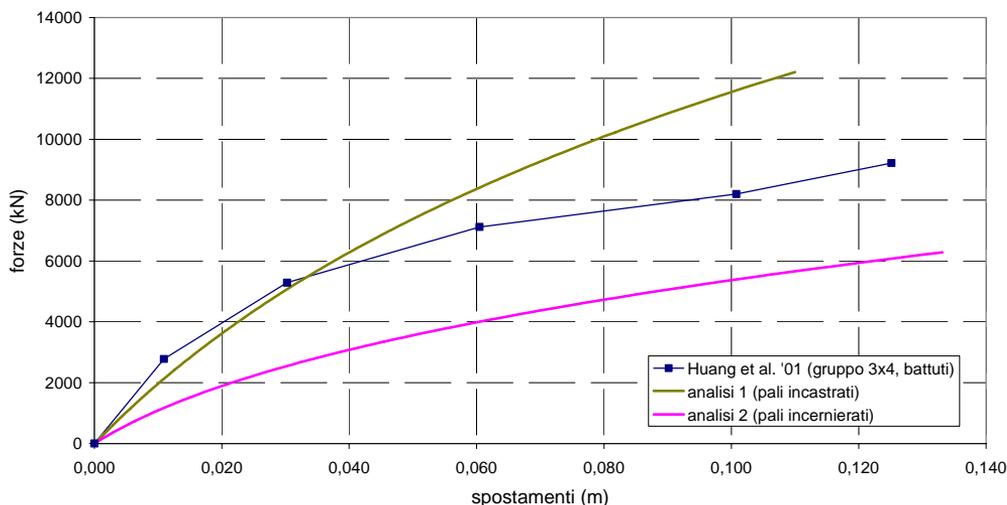


Figura 6.18. Huang et al. (2001), gruppo 3x4 (pali battuti): curve carichi – spostamenti.

6.1.1.4 ROLLINS ET AL. (2005a)

La prova di carico è realizzata su un gruppo di 9 pali tubolari in acciaio, disposti ad interasse relativo di 3,3 diametri e secondo una configurazione 3x3. Il carico è applicato con un attuatore idraulico ad una quota di 0,86 m dal piano campagna. La struttura di collegamento dei pali è costituita da un reticolo di travi che risulta rigido in raffronto alla rigidezza flessionale dei pali. La connessione è predisposta in modo tale che i pali risultino liberi di ruotare in testa. Lo schema di prova è riportato in figura 6.19.

Le caratteristiche di pali e terreno, nonché i parametri d'ingresso utilizzati nelle analisi, sono descritti nel paragrafo 5.2.1.7.

In figura 6.20 si riportano le curve carichi – spostamenti ottenute sperimentalmente e con il programma NAPHOL (è prevista la distanza di estinzione degli effetti di interazione tra pali). L'accordo è ottimo.

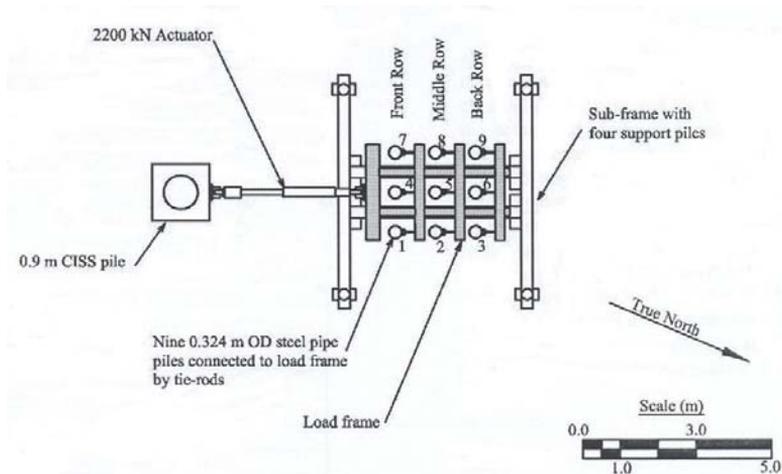


Figura 6.19. Pianta dell'area di prova (da Rollins et al., 2005a).

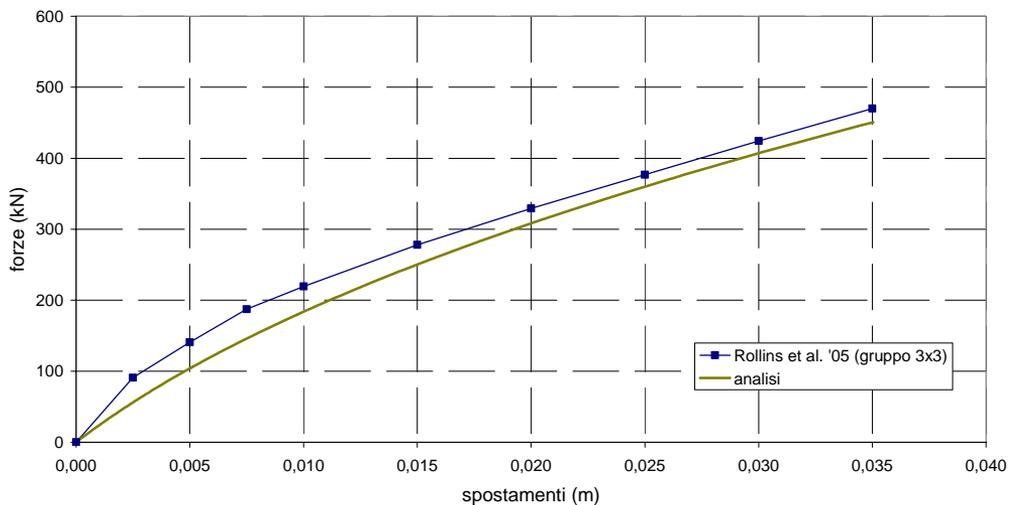


Figura 6.20. Rollins et al. (2005a), gruppo 3x3: curve carichi – spostamenti.

Le figure 6.21 – 6.23 sono relative alle curve carichi (medi per fila) – spostamenti delle tre file del gruppo (*Front Row*, *Middle Row*, *Back Row*). Il confronto tra i dati sperimentali e quelli analitici è, in tutti i casi, buono. Si noti come l'andamento sperimentale delle curve osservato per la seconda e la terza fila sia del tutto simile; entrambe mostrano una maggiore cedevolezza rispetto ai pali appartenenti alla prima fila.

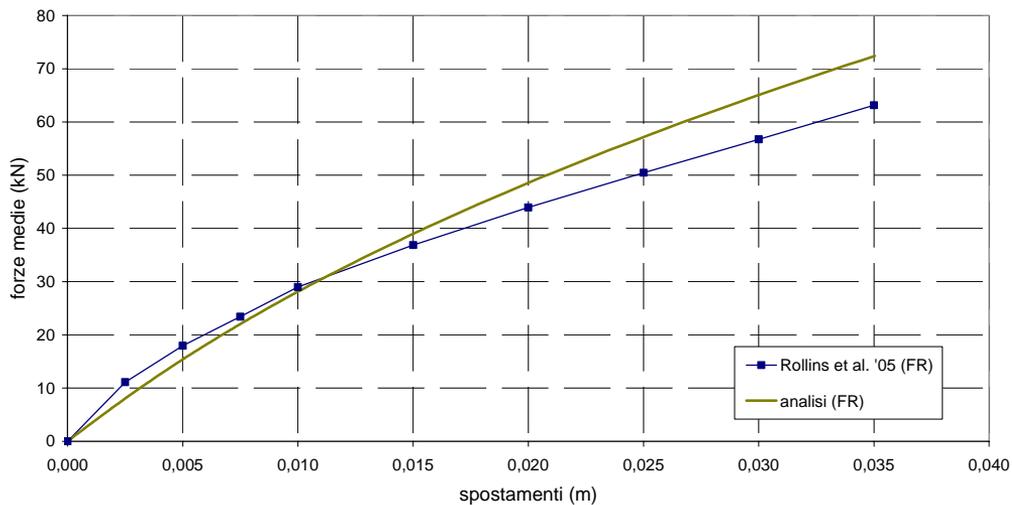


Figura 6.21. Rollins et al. (2005a), fila 1: curve carichi – spostamenti.

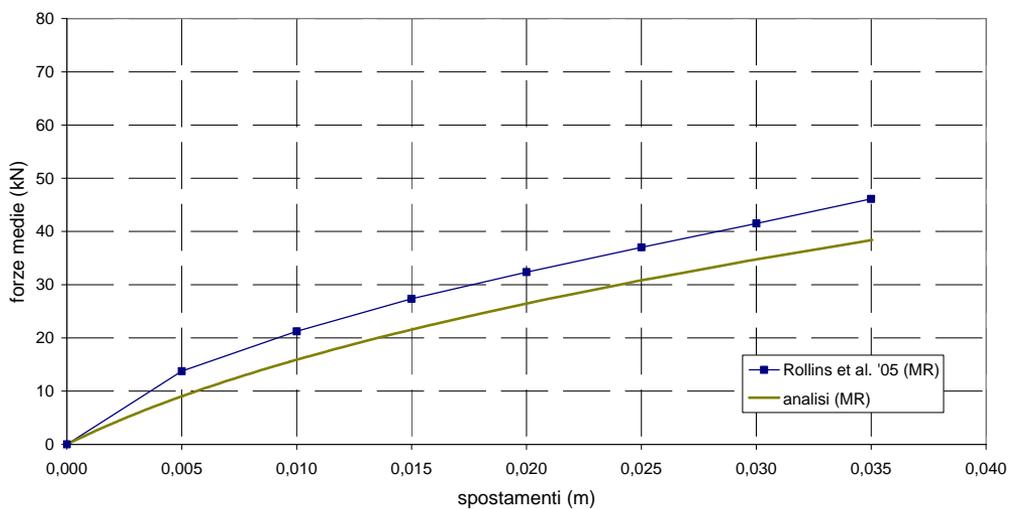


Figura 6.22. Rollins et al. (2005a), fila 2: curve carichi – spostamenti.

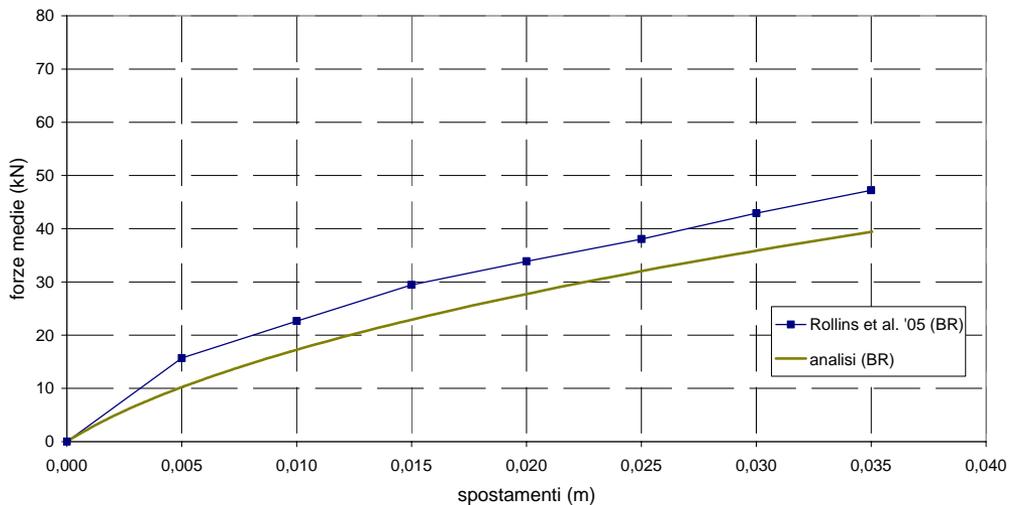


Figura 6.23. Rollins et al. (2005a), fila 3: curve carichi – spostamenti.

Gli autori riportano, oltre alla distribuzione dei carichi tra le diverse file del gruppo, la distribuzione dei carichi sui pali appartenenti alla medesima fila. I dati sperimentali mostrano come, contrariamente alle attese, la risposta non sia simmetrica: i due pali di bordo di ciascuna fila non assorbono lo stesso carico. Questo risultato non è chiaramente giustificabile, tenendo conto che non sono state misurate rotazioni nel piano della struttura di collegamento durante la prova. Nelle seguenti figure, il valore di carico assegnato ai pali di bordo di ciascuna fila, in riferimento alla risposta sperimentale, corrisponde ad un valore medio. Le analisi riproducono per i due pali di bordo, ovviamente, risultati uguali.

Nelle figure 6.24 – 6.26 sono riportate le curve carico – spostamento riferite ai singoli pali del gruppo, relativamente alla fila uno (*Front Outer Pile*: palo esterno; *Front Center Pile*: palo interno), alla fila due (*Middle Outer Pile*: palo esterno; *Middle Center Pile*: palo interno) e alla fila tre (*Back Outer Pile*: palo esterno; *Back Center Pile*: palo interno).

Le differenze di carico assorbito tra pali di spigolo e pali centrali nelle misurazioni sperimentali sono maggiori di quelle riscontrate con l'analisi numerica. E' tuttavia rilevante constatare come il codice di calcolo NAPHOL consenta, comunque, di differenziare il carico assorbito dai pali all'interno della medesima fila. Questo aspetto sperimentale della risposta è ignorato, ad esempio, nel metodo risolutivo alle curve $p - y$ che prevede, per lo studio del gruppo, il ricorso a coefficienti moltiplicativi omogenei per ogni fila.

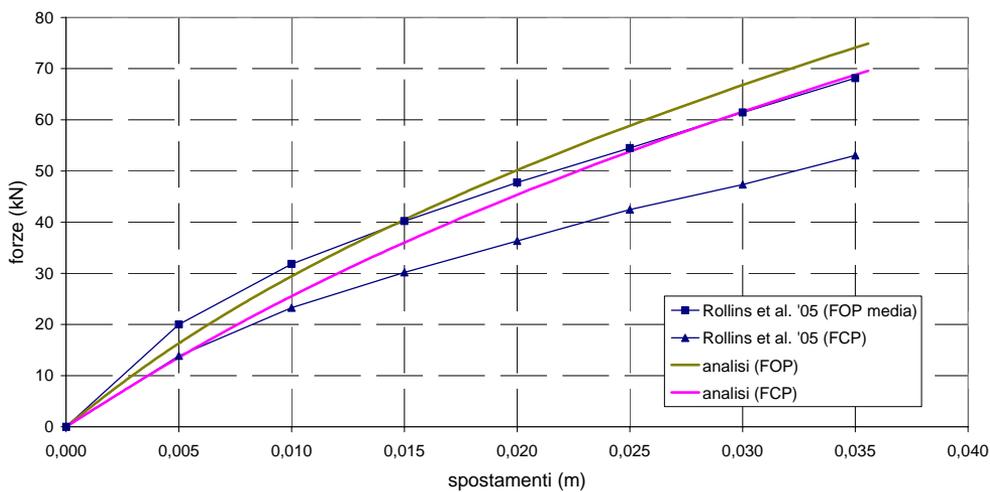


Figura 6.24. Rollins et al. (2005a), fila 1: curve carichi – spostamenti sui singoli pali.

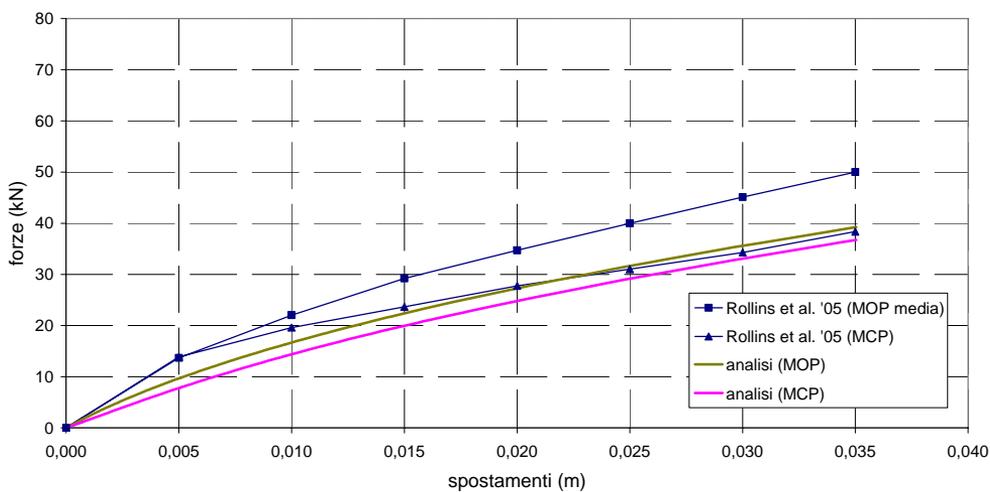


Figura 6.25. Rollins et al. (2005a), fila 2: curve carichi – spostamenti sui singoli pali.

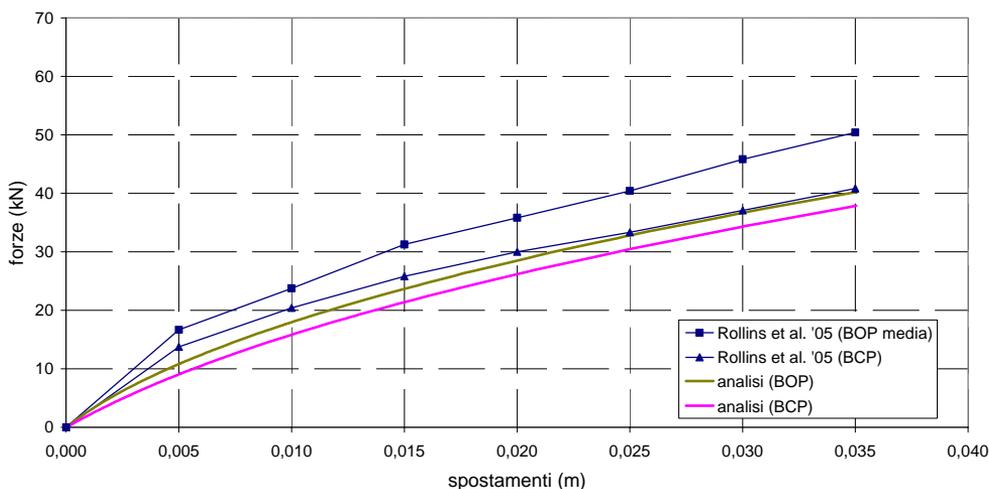


Figura 6.26. Rollins et al. (2005a), fila 3: curve carichi – spostamenti sui singoli pali.

Nelle figure 6.27 – 6.29 sono posti a confronto gli andamenti spostamenti – momenti flettenti massimi riferiti ai pali centrali di ciascuna delle tre file (*Front Center Pile*, *Middle Center Pile*, *Back Center Pile*). La riproducibilità della risposta sperimentale è ottima per i pali della seconda e della terza fila. Per il palo della prima, la risposta ottenuta con il modello di calcolo sovrastima, in parte, le sollecitazioni misurate.

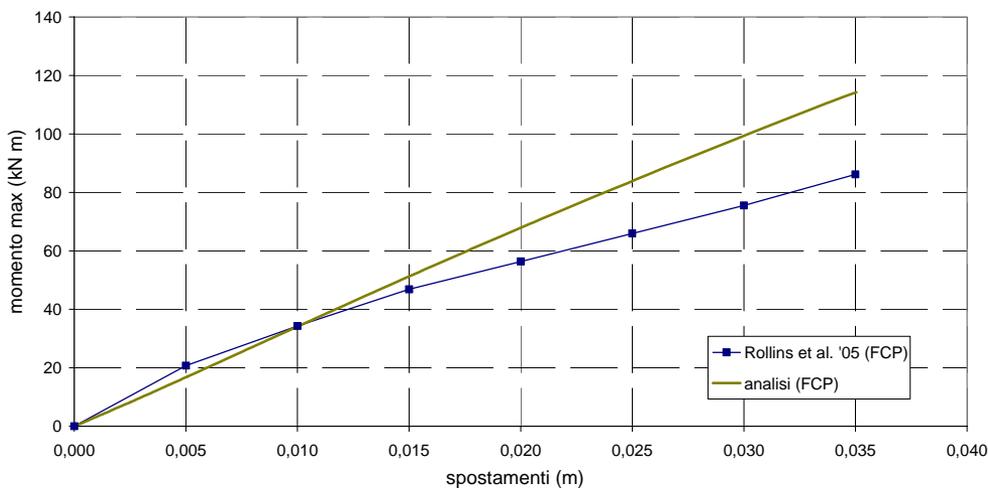


Figura 6.27. Rollins et al. (2005a): curve spostamenti – momenti massimi sul palo centrale della fila 1.

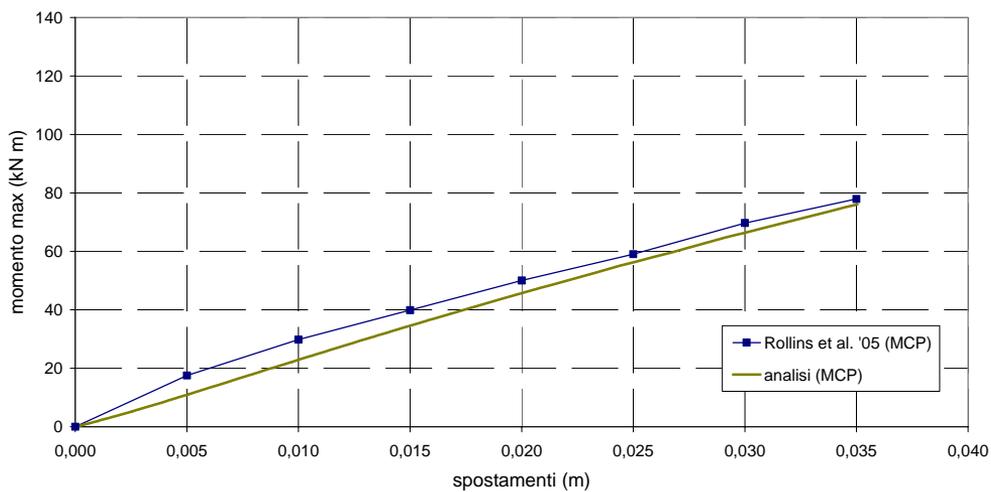


Figura 6.28. Rollins et al. (2005a): curve spostamenti – momenti massimi sul palo centrale della fila 2.

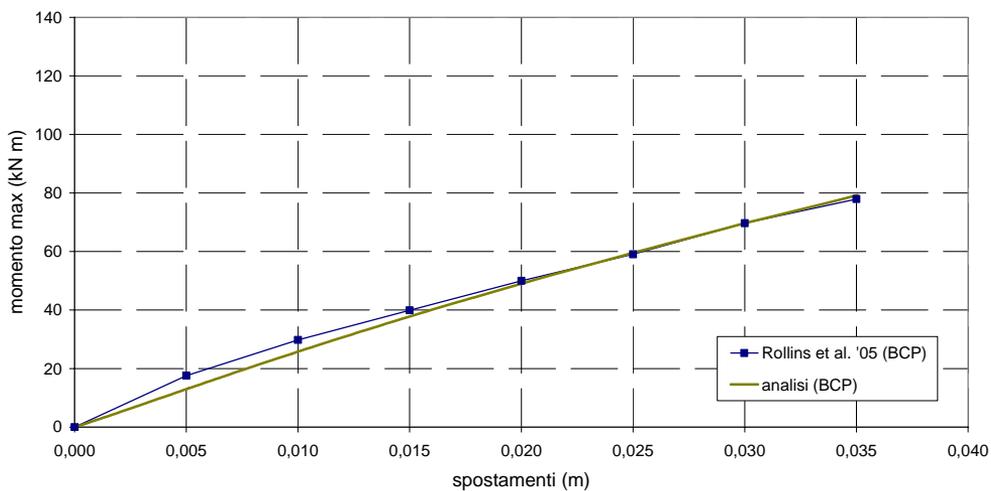


Figura 6.29. Rollins et al. (2005a): curve spostamenti – momenti massimi sul palo centrale della fila 3.

6.1.1.5 McVAY ET AL. (1995)

Le prove sono realizzate in centrifuga, ad un'accelerazione di 45 g. I gruppi sono costituiti da 9 pali tubolari, disposti secondo una configurazione 3x3, ad interassi relativi sia di 3D sia di 5D. I terreni sono sabbiosi, con due gradi di addensamento differenti: mediamente sciolti ($D_r = 33\%$) e mediamente addensati ($D_r = 55\%$). Nel complesso sono state realizzate quattro prove.

Uno schema delle prove è riportato in figura 6.30; dettagli sull'apparato utilizzato sono riportati in McVAY ET AL. (1994). La struttura di collegamento ha caratteristiche tali da consentire la rotazione in testa ai pali del gruppo; l'eccentricità di applicazione del carico è di 1,68 m.

Le caratteristiche dei pali e del terreno, nonché i parametri d'ingresso utilizzati per le analisi con il codice NAPHOL, sia per le sabbie mediamente sciolte che per le sabbie mediamente addensate, sono riportate nel paragrafo 5.2.1.8.

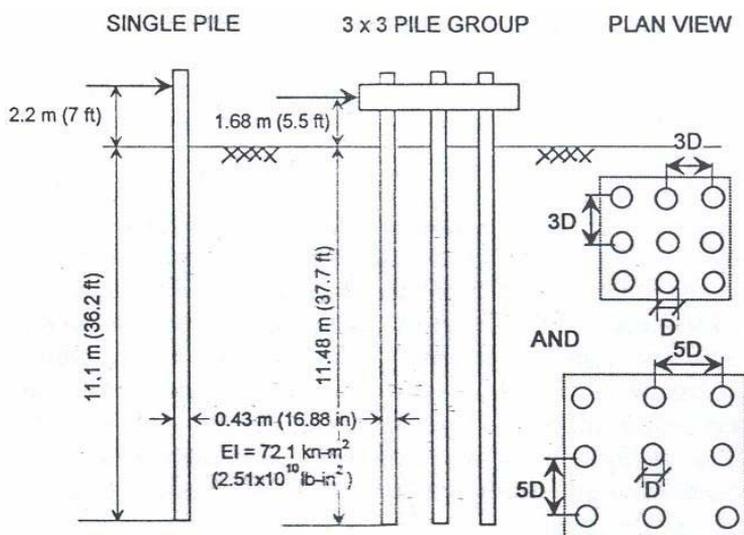


Figura 6.30. Schema geometrico delle prove in centrifuga (da McVay et al., 1995).

Nella figura 6.31 si riportano a confronto le curve carichi – spostamenti, sperimentale e analitica, relative al gruppo 3x3, ad interasse 3D, realizzato in sabbie mediamente sciolte ($D_r = 33\%$). Di seguito, sono riportati, nelle figure 6.32 – 6.34 gli andamenti delle curve carichi – spostamenti riferite alle tre file del gruppo: *Front Row*, *Middle Row*, *Back Row*. Gli accordi sono buoni. La rigidità della seconda fila è parzialmente sottostimata.

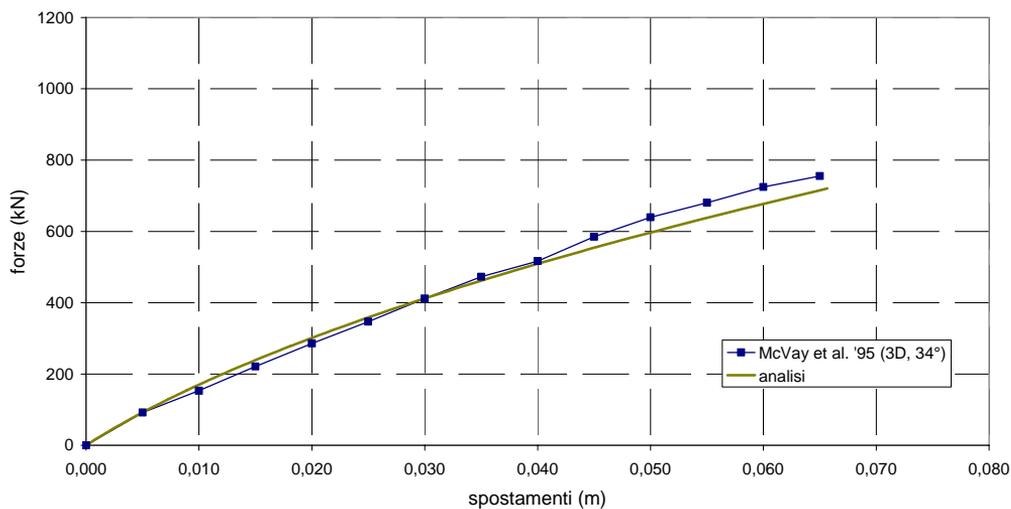


Figura 6.31. McVay et al. (1995), gruppo 3x3, 3D, $D_r = 33\%$: curve carichi – spostamenti.

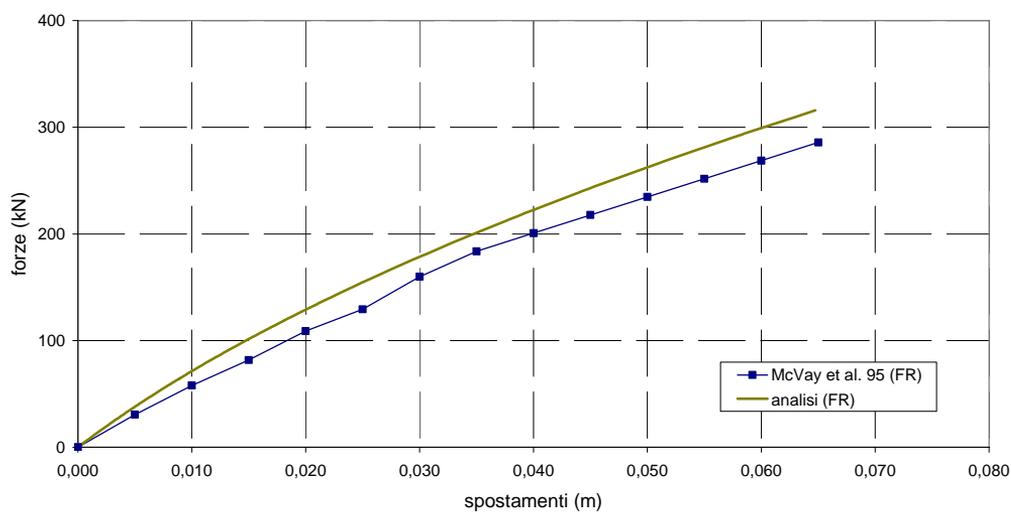


Figura 6.32. McVay et al. (1995), gruppo 3x3, 3D, $D_r = 33\%$, fila 1: curve carichi – spostamenti.

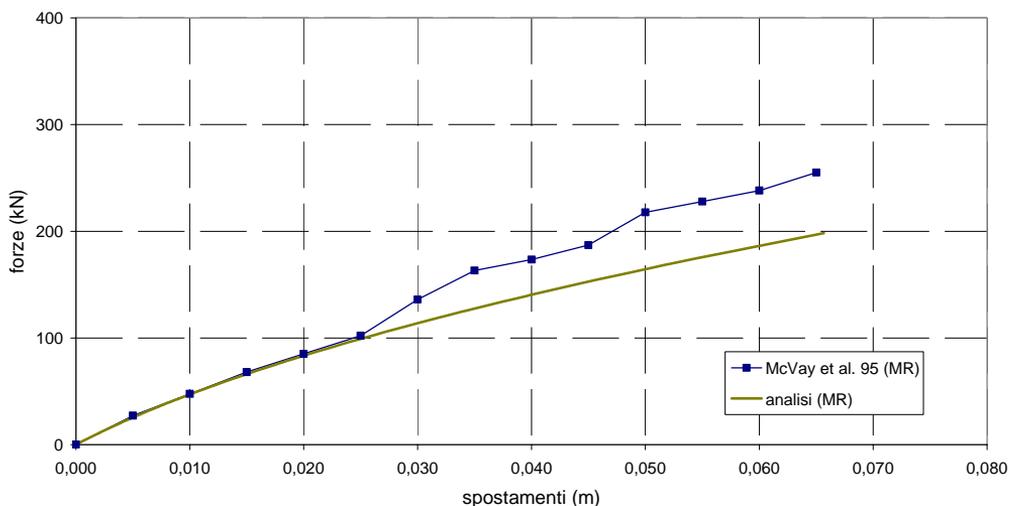


Figura 6.33. McVay et al. (1995), gruppo 3x3, 3D, $D_r = 33\%$, fila 2: curve carichi – spostamenti.

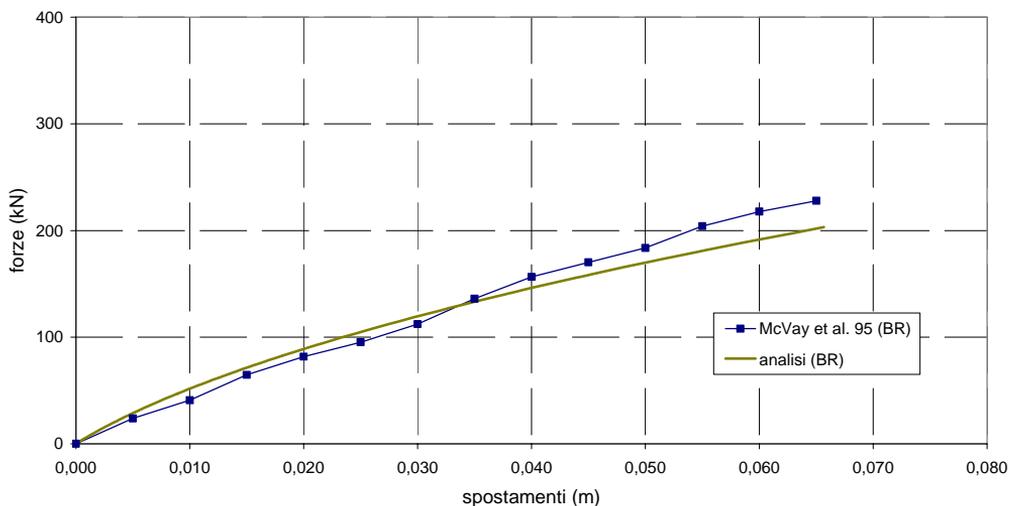


Figura 6.34. McVay et al. (1995), gruppo 3x3, 3D, $D_r = 33\%$, fila 3: curve carichi – spostamenti.

In figura 6.35 si riportano le curve carichi – spostamenti, sperimentale ed analitica, relativa al gruppo 3x3, ad interasse 3D, realizzato in sabbie mediamente addensate ($D_r = 55\%$). Sono quindi riportate (figure 6.36 – 6.38) le curve carichi – spostamenti relativi alle tre file del gruppo: *Front Row*, *Middle Row*, *Back Row*. Gli accordi sono buoni. Come nel caso precedente, tuttavia, la rigidità della seconda fila è sottostimata.

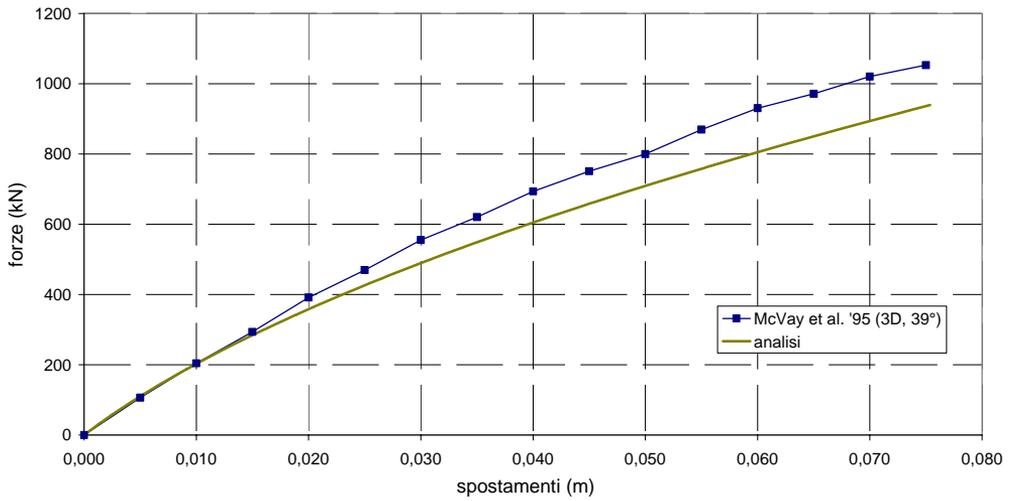


Figura 6.35. McVay et al. (1995), gruppo 3x3, 3D, $D_r = 55\%$: curve carichi – spostamenti.

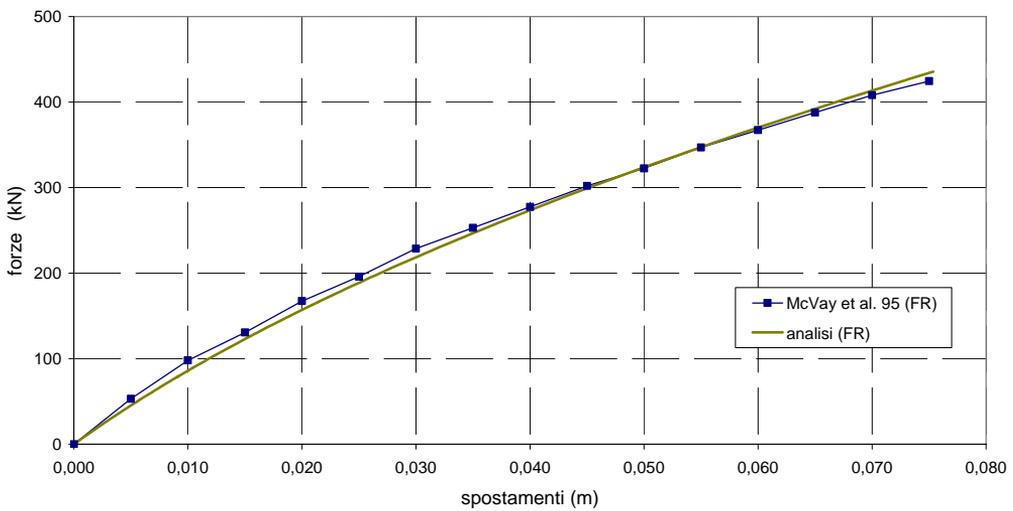


Figura 6.36. McVay et al. (1995), gruppo 3x3, 3D, $D_r = 55\%$, fila 1: curve carichi – spostamenti.

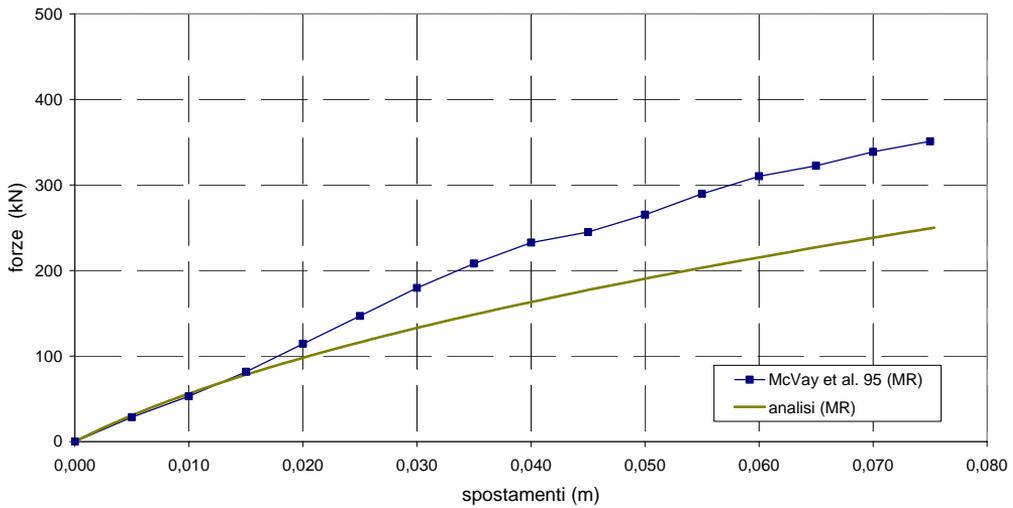


Figura 6.37. McVay et al. (1995), gruppo 3x3, 3D, $D_r = 55\%$, fila 2: curve carichi – spostamenti.

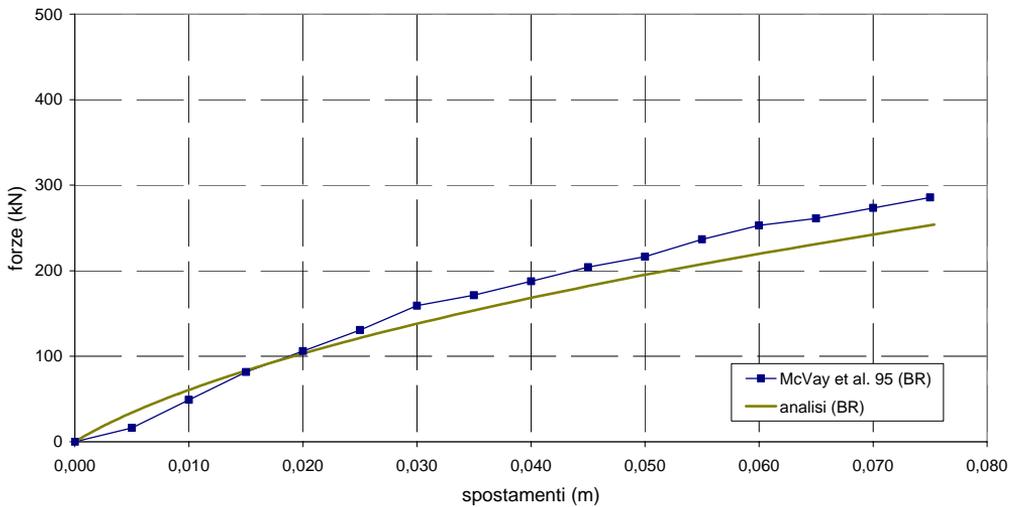


Figura 6.38. McVay et al. (1995), gruppo 3x3, 3D, $D_r = 55\%$, fila 3: curve carichi – spostamenti.

La figura 6.39 fa riferimento al gruppo di pali 3x3, disposti ad interasse 5D, realizzati in sabbie mediamente sciolte ($D_r = 33\%$). E' riportata la curva carichi – spostamenti sperimentale, assieme ai risultati di due analisi numeriche: la prima (analisi 1) realizzata senza considerare la distanza di estinzione degli effetti di interazione elastica tra pali, la seconda (analisi 2) realizzata con la sua introduzione. Nelle figure 6.40 – 6.42 sono riportate le medesime curve (la risposta

sperimentale e i due andamenti ottenuti con il programma di calcolo) riferite alle tre file del gruppo (*Front Row, Middle Row, Back Row*). Gli accordi sono buoni. L'introduzione della distanza di estinzione consente di ottenere una migliore riproducibilità del dato sperimentale.

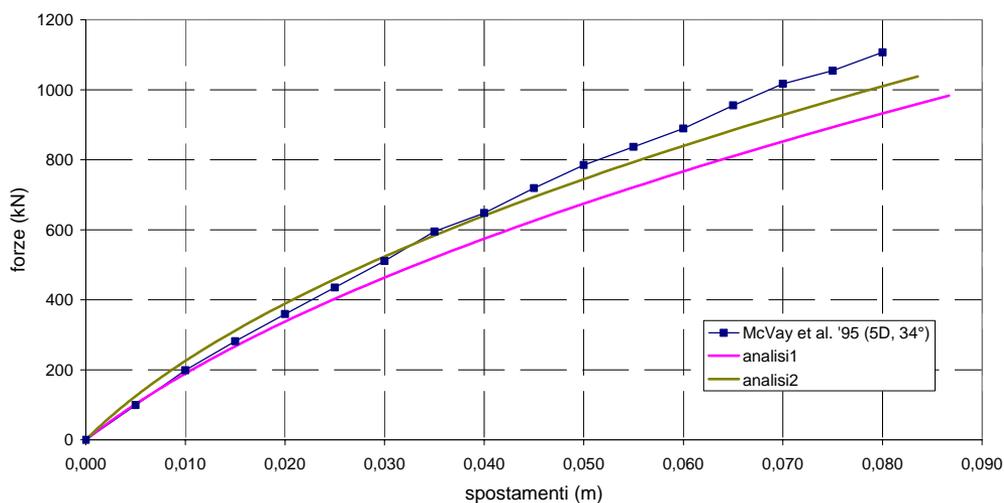


Figura 6.39. McVay et al. (1995), gruppo 3x3, 5D, $D_r = 33\%$: curve carichi – spostamenti.

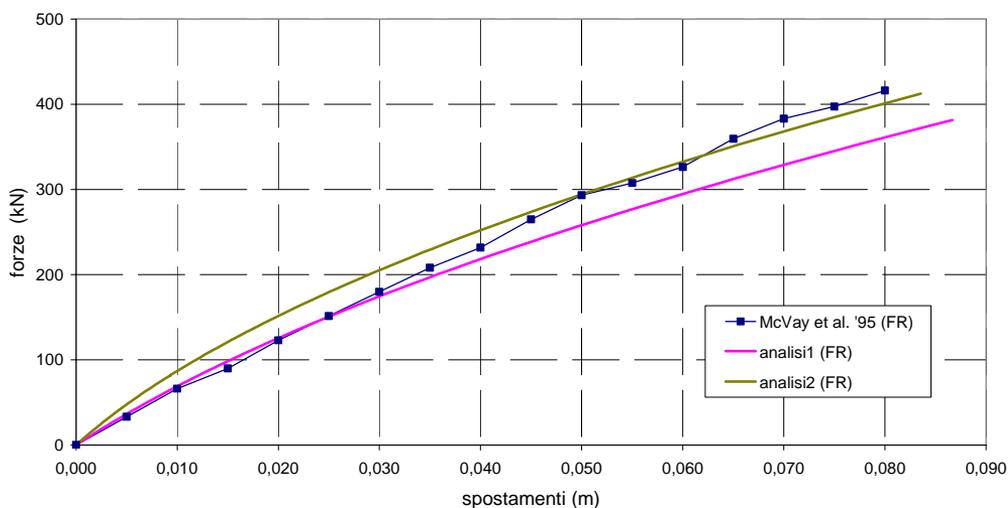


Figura 6.40. McVay et al. (1995), gruppo 3x3, 5D, $D_r = 33\%$, fila 1: curve carichi – spostamenti.

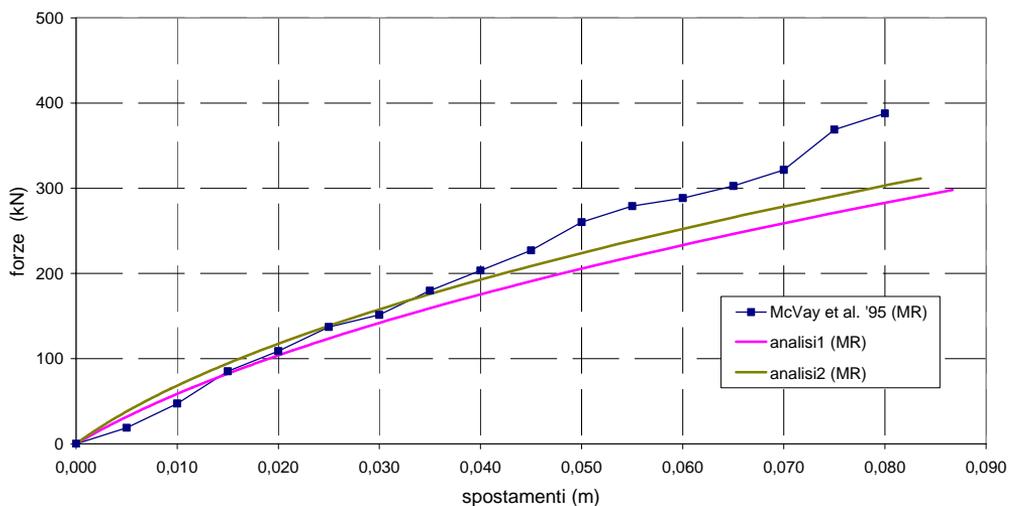


Figura 6.41. McVay et al. (1995), gruppo 3x3, 5D, $D_r = 33\%$, fila 2: curve carichi – spostamenti.

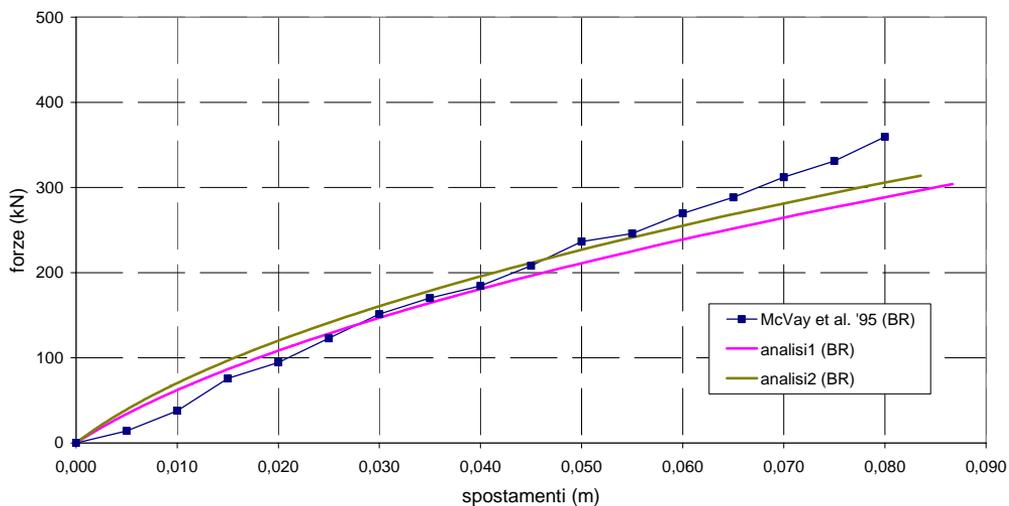


Figura 6.42. McVay et al. (1995), gruppo 3x3, 5D, $D_r = 33\%$, fila 3: curve carichi – spostamenti.

La figura 6.43 fa riferimento al gruppo di pali 3x3, disposti ad interasse 5D, realizzati in sabbie mediamente addensate ($D_r = 55\%$). Come nel caso precedente, sono riportate le curve carichi – spostamenti sperimentale e numeriche; queste ultime fanno riferimento ad analisi realizzate senza (analisi 1) e con (analisi 2) l'introduzione della distanza di estinzione. Nelle figure 6.44 – 6.46 sono riportate le medesime curve, riferite alle tre file del gruppo (*Front Row*, *Middle Row*, *Back*

Row). Il programma di calcolo sovrastima gli spostamenti del gruppo. Osservando la ripartizione dei carichi tra le file, si constata l'ottima riproduzione del risultato sperimentale della prima fila; la sottostima delle rigidità della seconda e della terza sono la causa della non corretta riproduzione del risultato globale del gruppo di pali. L'adozione della distanza di estinzione consente di migliorare la riproducibilità del dato sperimentale.

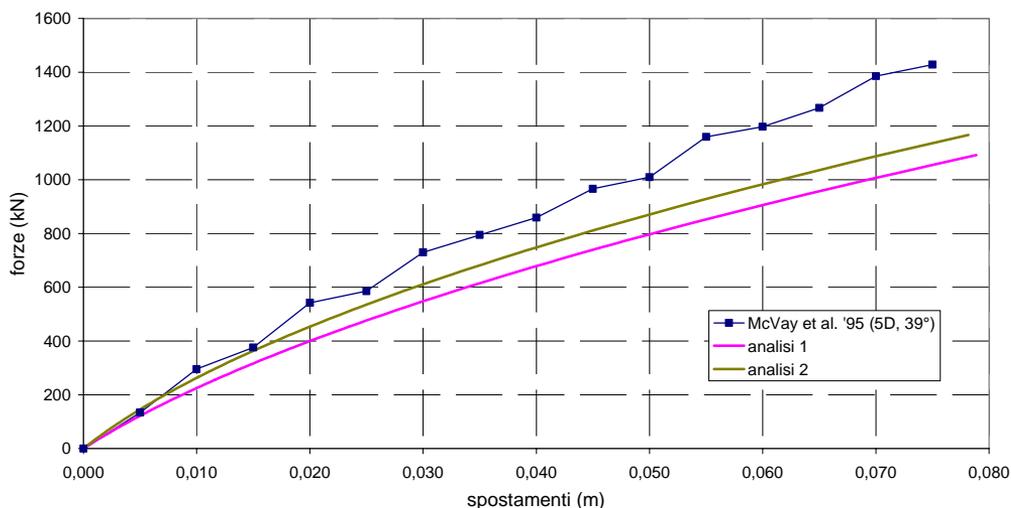


Figura 6.43. McVay et al. (1995), gruppo 3x3, 5D, $D_r = 55\%$: curve carichi – spostamenti.

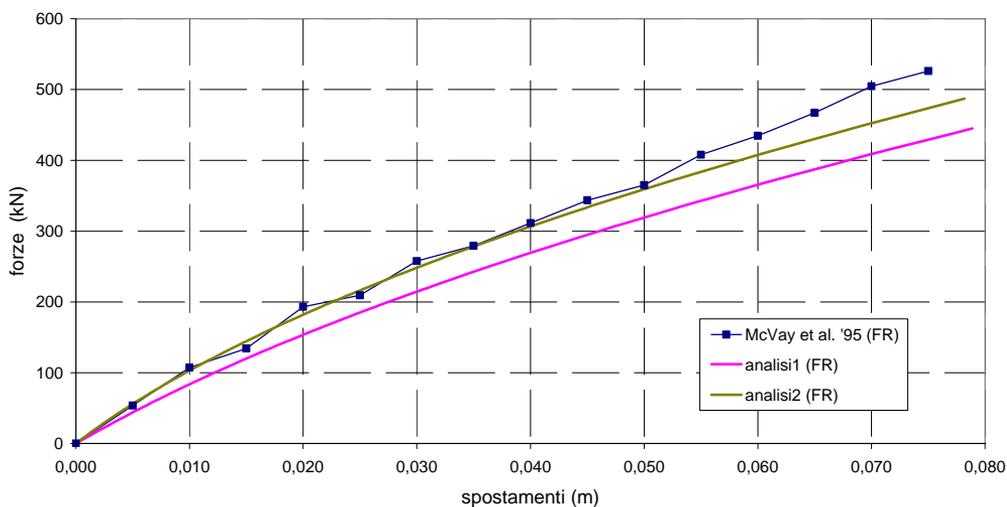


Figura 6.44. McVay et al. (1995), gruppo 3x3, 5D, $D_r = 55\%$, fila 1: curve carichi – spostamenti.

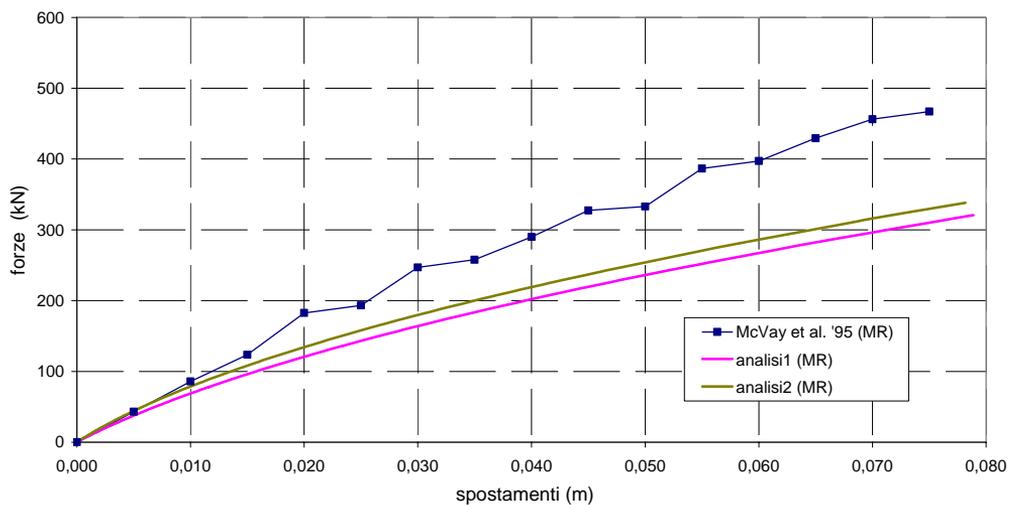


Figura 6.45. McVay et al. (1995), gruppo 3x3, 5D, $D_r = 55\%$, fila 2: curve carichi – spostamenti.

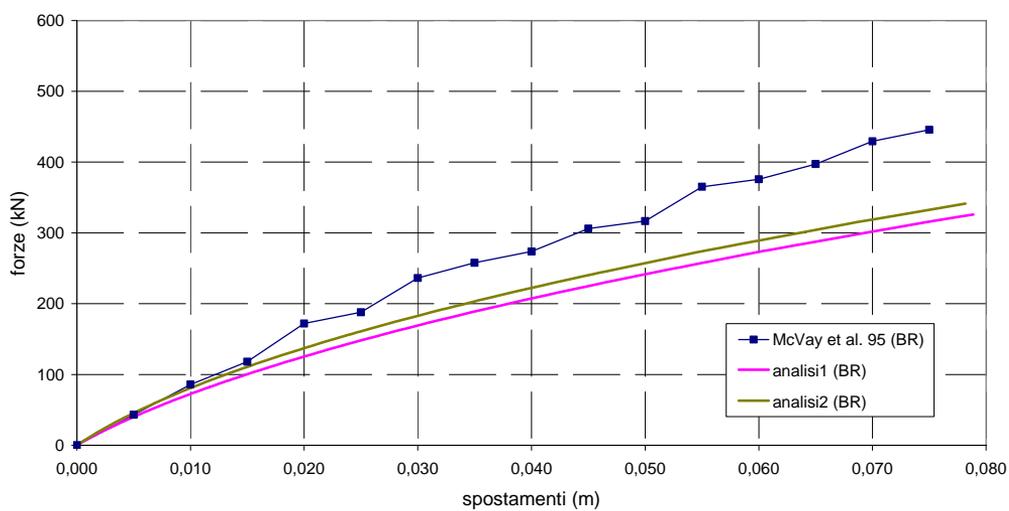


Figura 6.46. McVay et al. (1995), gruppo 3x3, 5D, $D_r = 55\%$, fila 3: curve carichi – spostamenti.

6.1.1.6 McVAY ET AL. (1998)

Le prove sono state realizzate in centrifuga, ad un'accelerazione di 45 g. I terreni utilizzati nella centrifuga sono costituiti da sabbie mediamente sciolte ($D_r = 36\%$) e sabbie mediamente addensate ($D_r = 55\%$). In ciascuna delle due tipologie di terreno, sono state realizzate 5 prove; i gruppi di pali sono costituiti da 9, 12, 15, 18 e 21 pali, quadrati e in alluminio, disposti secondo configurazioni 3x3, 3x4, 3x5, 3x6 e 3x7. L'interasse relativo è pari, in tutti i casi, a 3 diametri. Lo schema della prova è riportato in figura 6.47.

Il carico, per le sabbie mediamente addensate, è applicato alla struttura di collegamento dei pali ad una distanza di 2,28 m dal piano campagna. Non è espressamente indicata l'eccentricità di applicazione del carico in riferimento ai gruppi disposti in sabbie mediamente sciolte. Tale valore è stato posto pari, anch'esso, a 2,28 m. I pali risultano impediti di ruotare in testa.

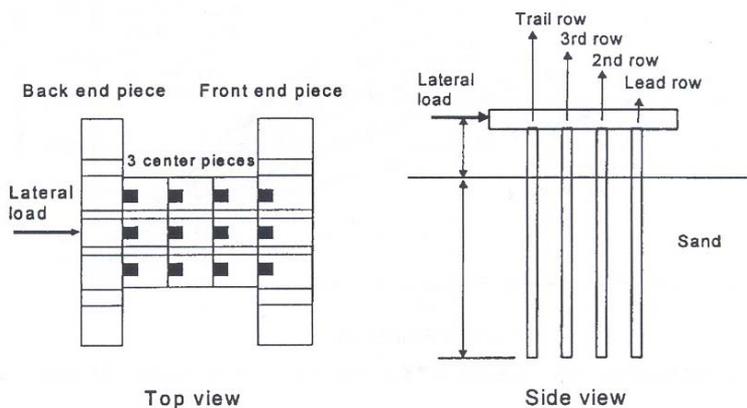


Figura 6.47. Schema geometrico delle prove in centrifuga sui gruppi (da McVay et al., 1998).

Le caratteristiche dei pali e del terreno, nonché i parametri d'ingresso utilizzati per le analisi con il codice NAPHOL, sia per le sabbie mediamente sciolte sia per le sabbie mediamente addensate, sono riportate nel paragrafo 5.2.1.9.

Nelle figure 6.48 – 6.52 sono riportate le curve sperimentali carico – spostamenti ottenute sui gruppi in relazione alle sabbie mediamente sciolte ($D_r = 36\%$), messe a confronto con i risultati delle analisi numeriche. Queste ultime sono realizzate in duplice versione: senza considerare la distanza di estinzione degli effetti di interazione elastica tra pali (analisi 1), oppure introducendo questo aspetto di modellazione (analisi 2). Le curve fanno riferimento, rispettivamente, ai gruppi 3x3, 3x4, 3x5, 3x6 e 3x7. Al crescere del numero di pali costituente il gruppo, il divario tra le due analisi numeriche, senza e con la distanza di estinzione, diviene

progressivamente più marcato. E' evidente l'effetto benefico che si trae dall'introduzione di tale elemento di modellazione sulla capacità di riprodurre i dati sperimentali.

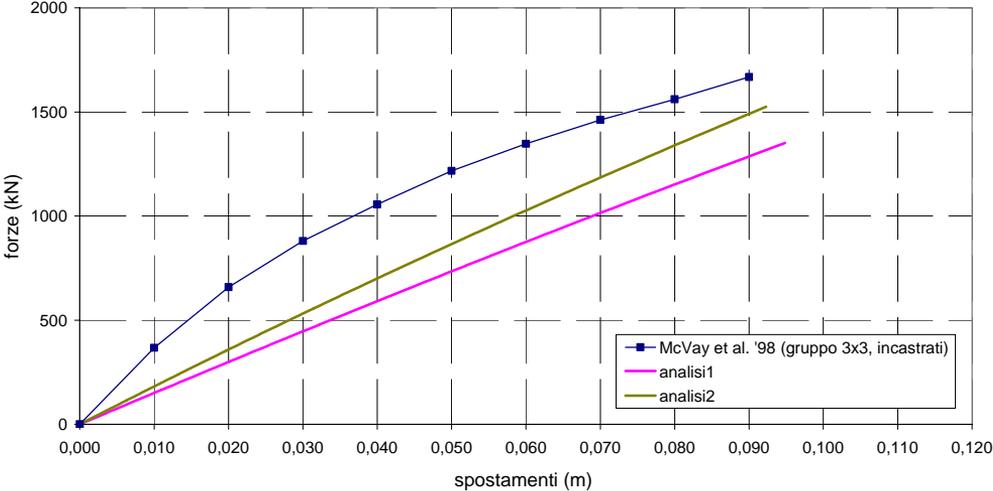


Figura 6.48. McVay et al. (1998), gruppo 3x3, $D_r = 36\%$: curve carichi – spostamenti.

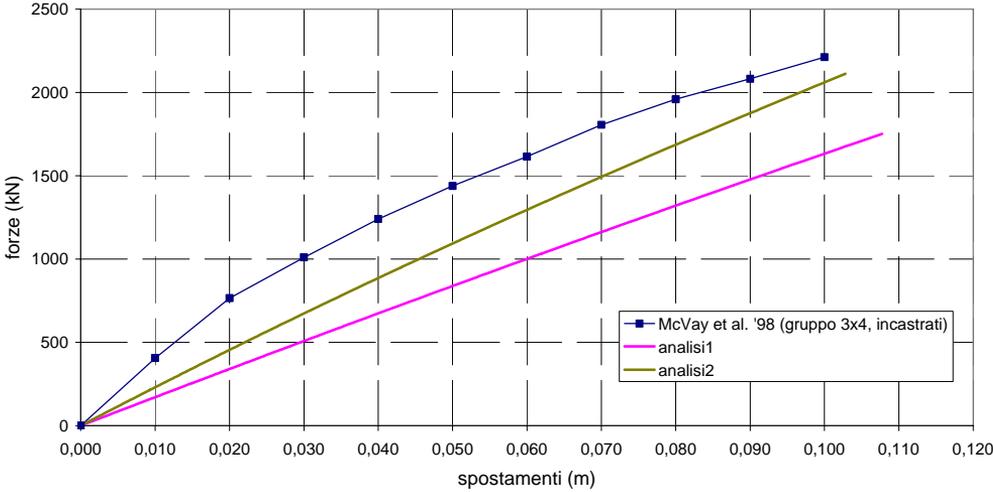


Figura 6.49. McVay et al. (1998), gruppo 3x4, $D_r = 36\%$: curve carichi – spostamenti.

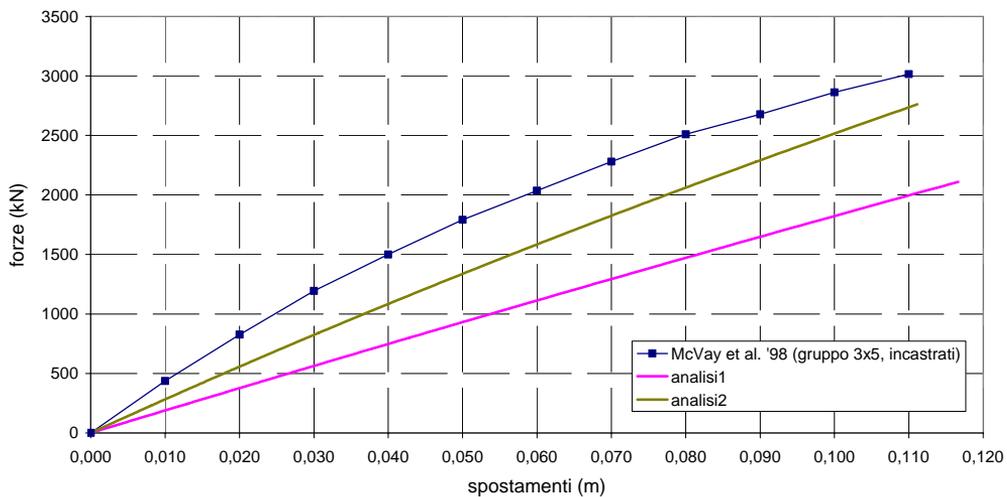


Figura 6.50. McVay et al. (1998), gruppo 3x5, $D_f = 36\%$: curve carichi – spostamenti.

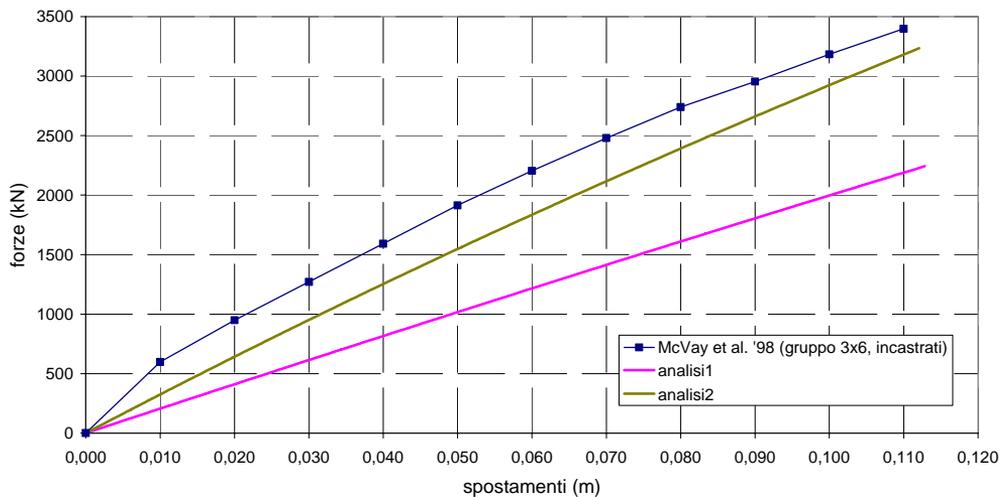


Figura 6.51. McVay et al. (1998), gruppo 3x6, $D_f = 36\%$: curve carichi – spostamenti.

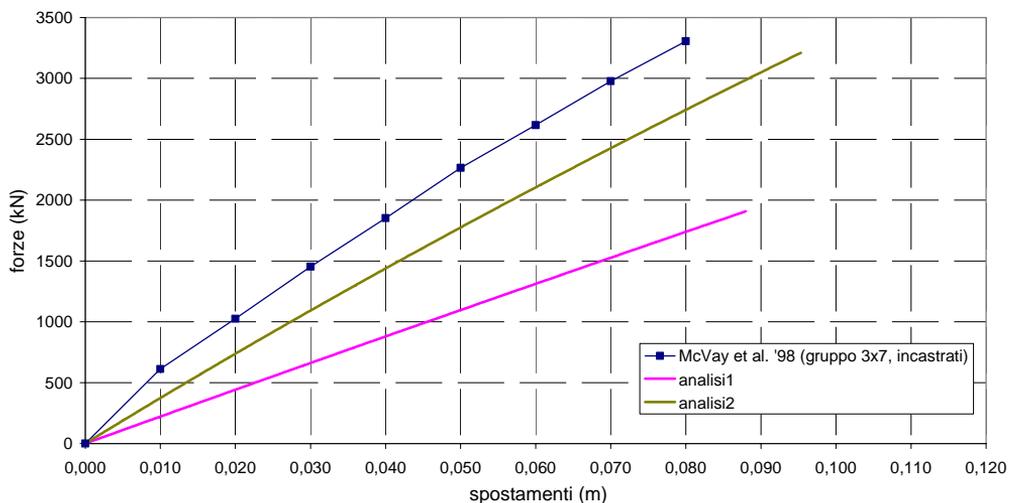


Figura 6.52. McVay et al. (1998), gruppo 3x7, $D_r = 36\%$: curve carichi – spostamenti.

Le figure 6.53 – 6.57 illustrano le curve sperimentali carico – spostamenti ottenute sui gruppi immersi in sabbie mediamente addensate ($D_r = 55\%$), poste a confronto con i risultati delle analisi numeriche. Le figure fanno riferimento, rispettivamente, ai gruppi 3x3, 3x4, 3x5, 3x6 e 3x7. Le analisi sono realizzate in duplice versione: senza considerare la distanza di estinzione degli effetti di interazione elastica tra pali (analisi 1), oppure ricorrendo a questo aspetto di modellazione (analisi 2). Come nei casi relativi alle sabbie mediamente sciolte, il divario tra le due analisi numeriche, senza e con la distanza di estinzione, diviene più marcato al crescere del numero di pali costituente il gruppo. L'introduzione della distanza di estinzione consente di riprodurre i dati sperimentali con affidabilità maggiore. I risultati relativi al gruppo 3x3, tuttavia, risultano sovrastimati.

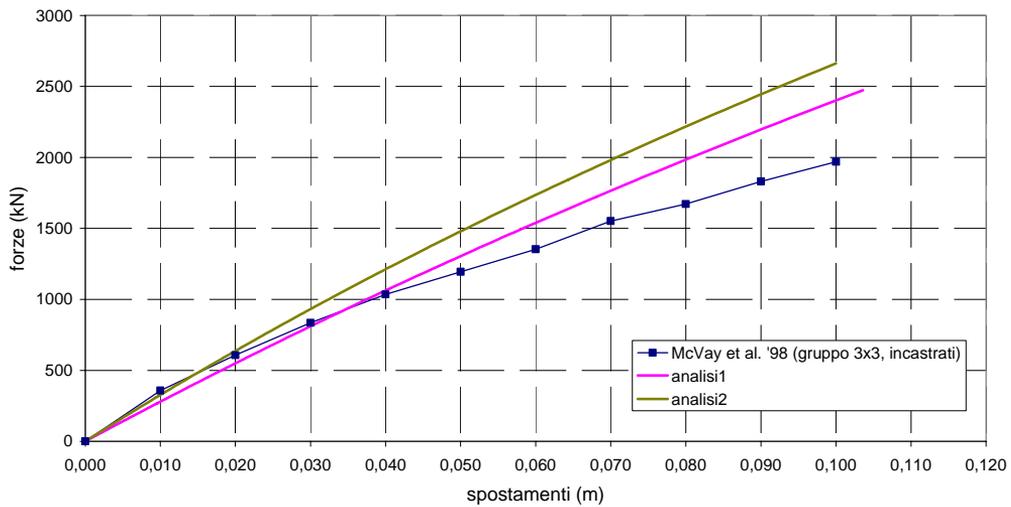


Figura 6.53. McVay et al. (1998), gruppo 3x3, $D_r = 55\%$: curve carichi – spostamenti.

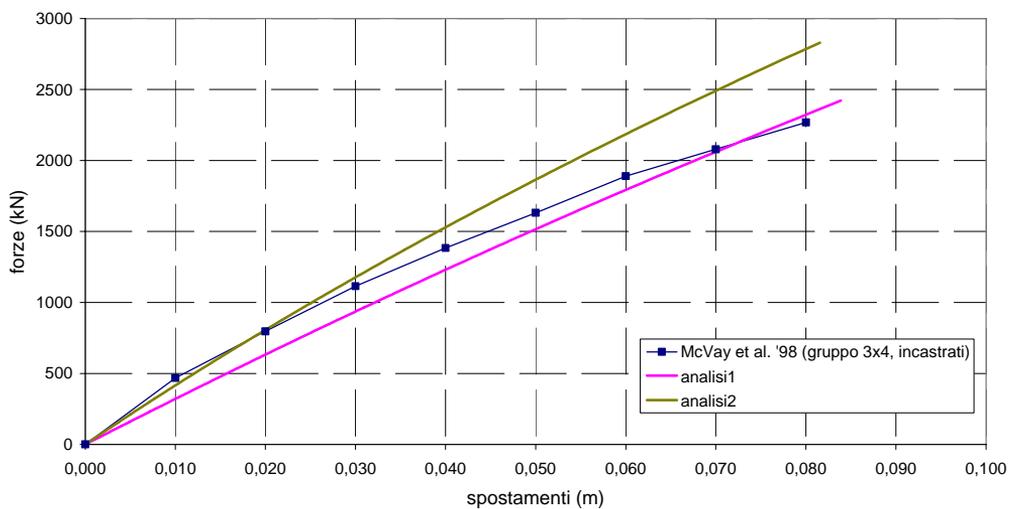


Figura 6.54. McVay et al. (1998), gruppo 3x4, $D_r = 55\%$: curve carichi – spostamenti.

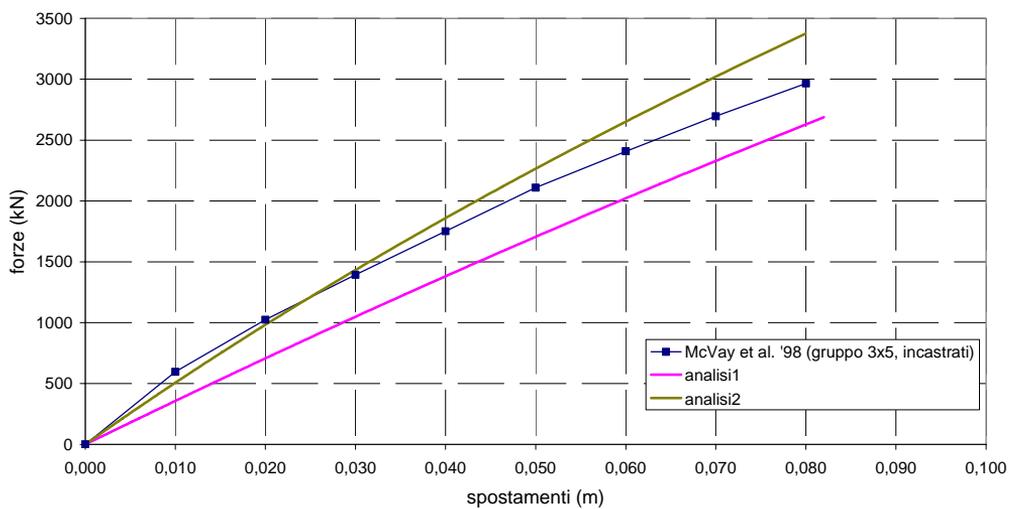


Figura 6.55. McVay et al. (1998), gruppo 3x5, $D_r = 55\%$: curve carichi – spostamenti.

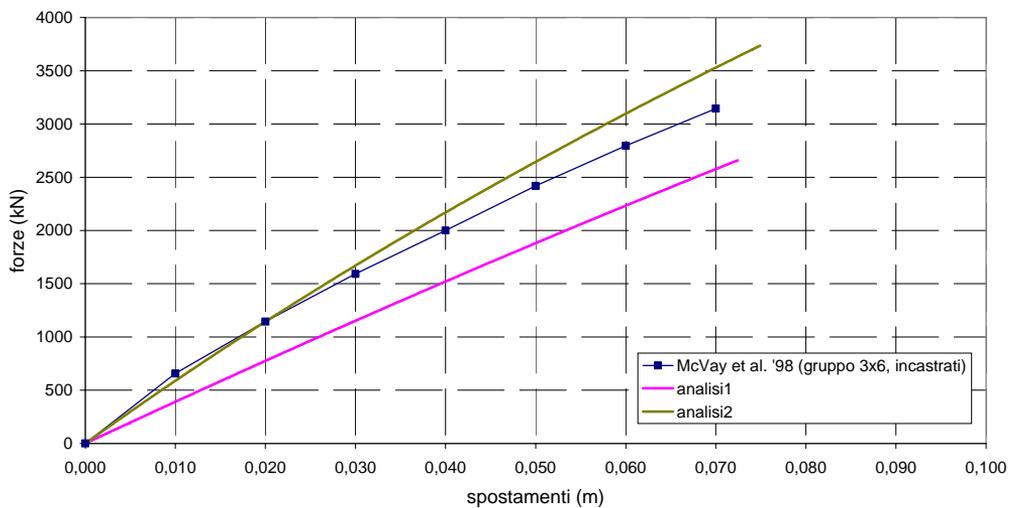


Figura 6.56. McVay et al. (1998), gruppo 3x6, $D_r = 55\%$: curve carichi – spostamenti.

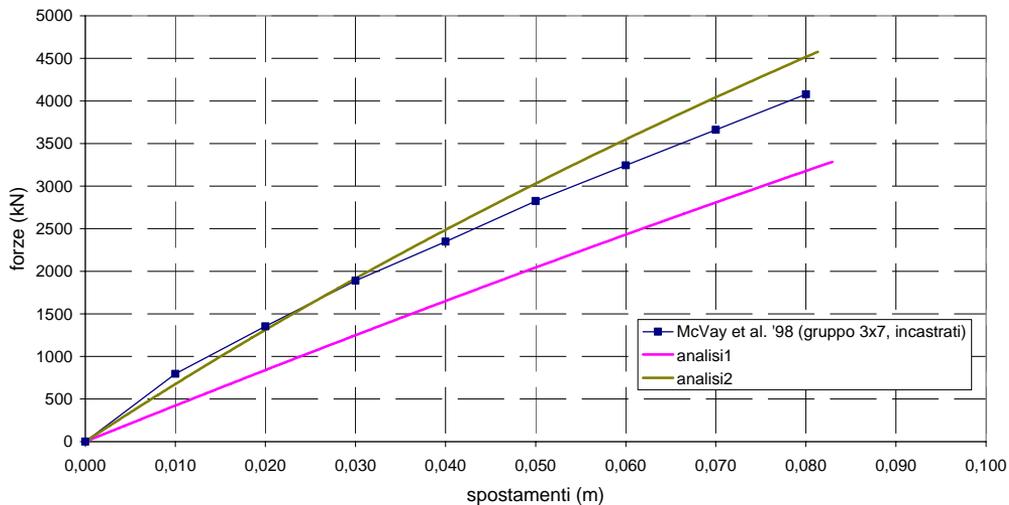


Figura 6.57. McVay et al. (1998), gruppo 3x7, $D_r = 55\%$: curve carichi – spostamenti.

In riferimento al gruppo di pali di dimensioni 3x4 sottoposto a prova in sabbie mediamente addensate ($D_r = 55\%$), gli autori propongono le curve carichi – spostamenti relativi alle diverse file. Di seguito (figure 6.58 – 6.61) si riportano gli andamenti sperimentali riferiti alle quattro file del gruppo (*Front Row*, *Middle Front Row*, *Middle Back Row*, *Back Row*) posti a confronto con i dati numerici. Per finalità di confronto, ancora una volta, sono riportati sia i risultati ottenuti mediante un’analisi senza la distanza di estinzione (analisi 1), sia quelli ottenuti introducendola nel codice di calcolo (analisi 2).

Gli andamenti sperimentali delle prime tre file sono correttamente riprodotti. Relativamente alla quarta fila, l’analisi realizzata con la distanza di estinzione sovrastima la rigidezza della risposta osservata. La non corretta previsione del comportamento dell’ultima fila è la causa della parziale sovrastima della rigidezza globale del gruppo, osservata in figura 6.54.

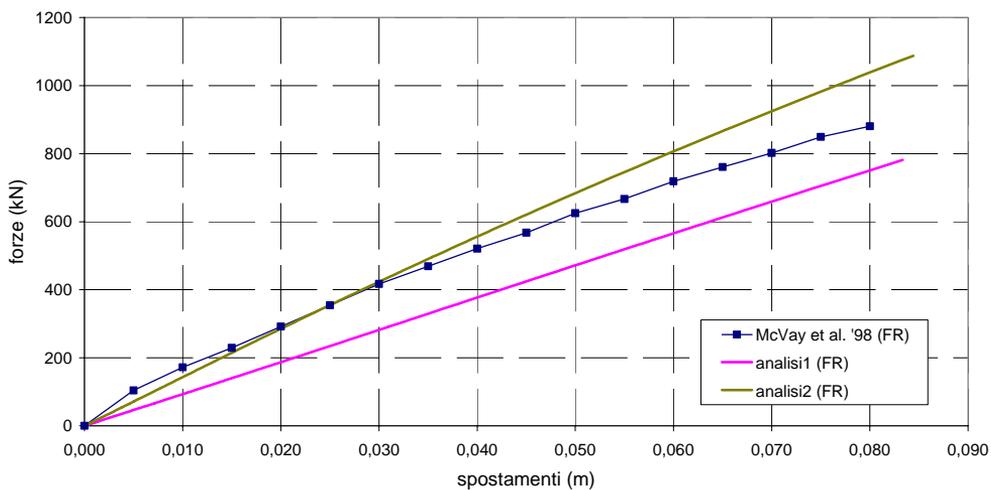


Figura 6.58. McVay et al. (1998), gruppo 3x4, $D_r = 55\%$, fila 1: curve carichi – spostamenti.

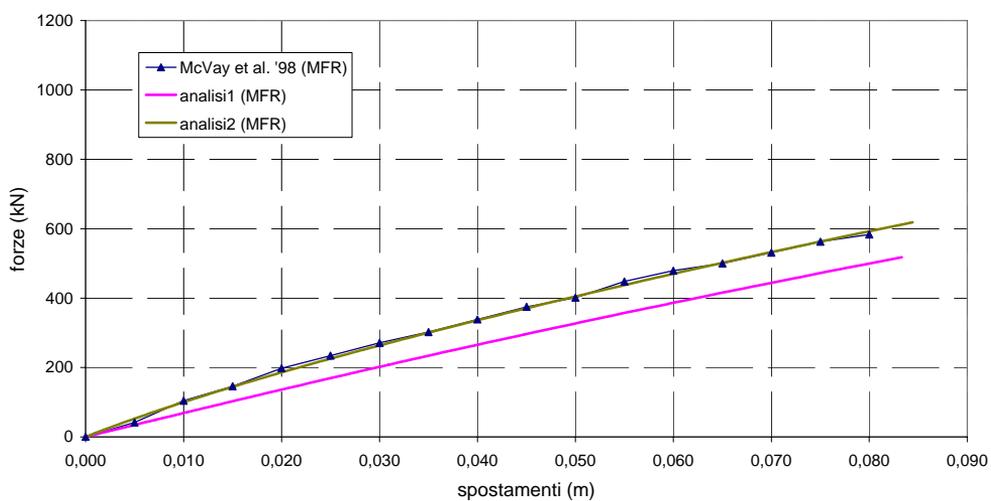


Figura 6.59. McVay et al. (1998), gruppo 3x4, $D_r = 55\%$, fila 2: curve carichi – spostamenti.

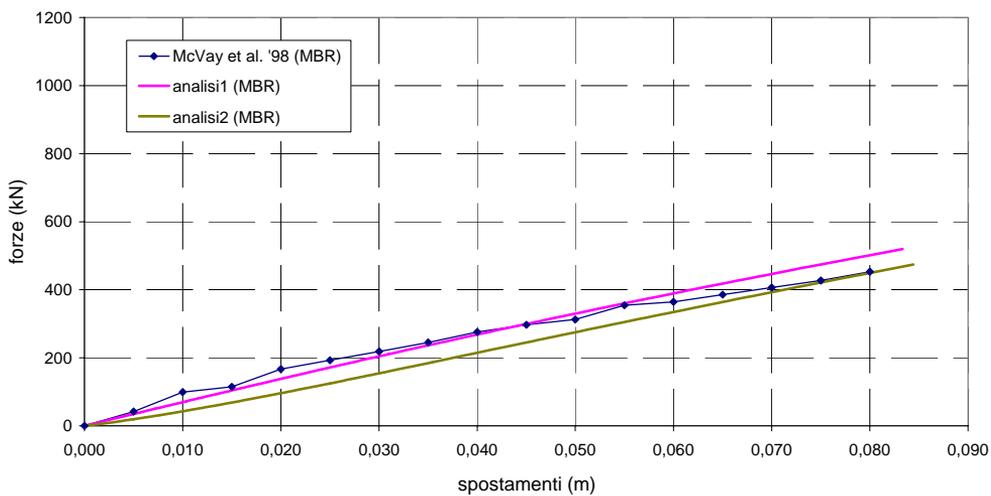


Figura 6.60. McVay et al. (1998), gruppo 3x4, $D_r = 55\%$, fila 3: curve carichi – spostamenti.

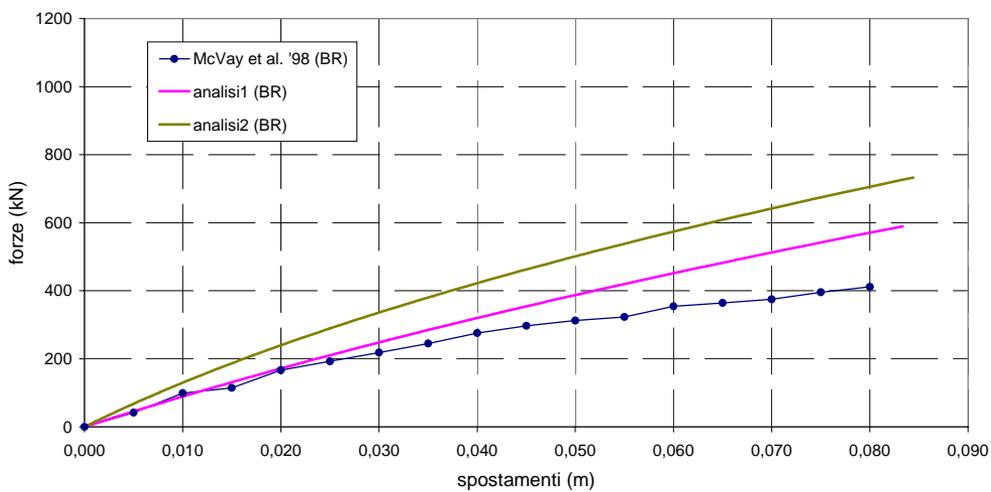


Figura 6.61. McVay et al. (1998), gruppo 3x4, $D_r = 55\%$, fila 4: curve carichi – spostamenti.

6.1.1.7 REMAUD ET AL. (1998)

Gli autori realizzano delle prove in centrifuga, ad un'accelerazione di 40 g, su coppie di pali tubolari in alluminio. Gli interassi relativi considerati sono pari a 2D, 4D e 6D; gli assi dei pali sono paralleli alla direzione di azione della forza. Il dispositivo di prova è predisposto perché i due pali presentino, nel punto di applicazione del carico, gli stessi spostamenti. Le teste dei pali sono libere di ruotare. Il carico è applicato ad 1,6 m dal piano campagna.

Nel paragrafo 5.2.1.10 sono indicate, in dettaglio, le caratteristiche dei pali e del terreno, nonché i parametri d'ingresso utilizzati per il codice di calcolo NAPHOL.

In figura 6.62 si riportano le curve carichi – spostamenti, sperimentale ed analitica, relative alla coppia di pali disposta ad interasse 2D. Si riporta, altresì, la ripartizione dei carichi tra i due pali (*Front Pile* e *Back Pile*; figura 6.63); l'andamento dei momenti flettenti massimi al crescere degli spostamenti (figura 6.64); il profilo dei momenti flettenti agenti lungo il fusto dei due pali in corrispondenza di un determinato valore di spostamento in testa, pari a 73,5 mm (figura 6.65).

I medesimi grafici sono riportati per le coppie con interasse 4D (figure 6.66 – 6.69) e 6D (figure 6.70 – 6.72). Il profilo dei momenti agenti lungo il fusto dei due pali, riportato solo per la coppia ad interasse 4D, è nuovamente riferito ad uno spostamento in testa di 73,5 mm.

La capacità del codice di calcolo di ripercorrere gli andamenti sperimentali osservati è più che buona, in particolare a riguardo dell'andamento degli spostamenti in testa.

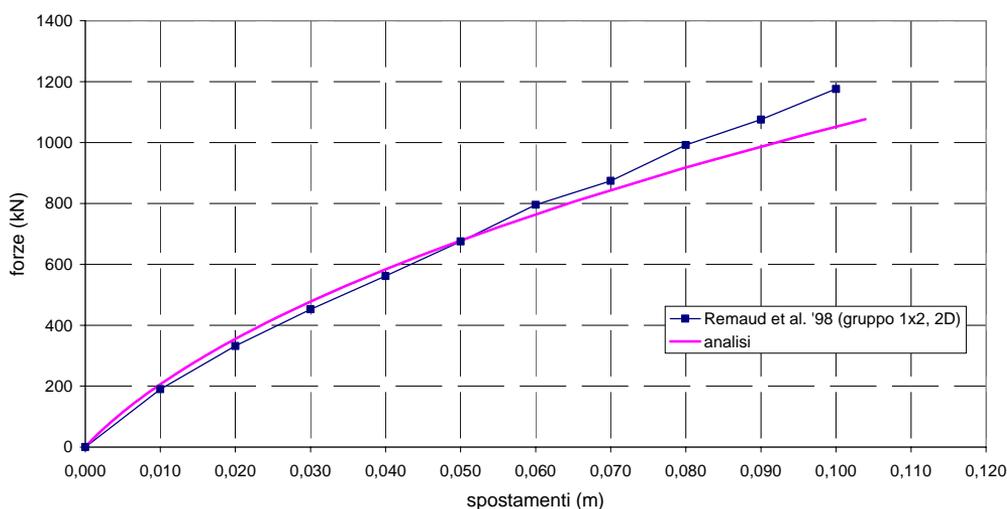


Figura 6.62. Remaud et al. (1998), gruppo 1x2, 2D: curve carichi – spostamenti.

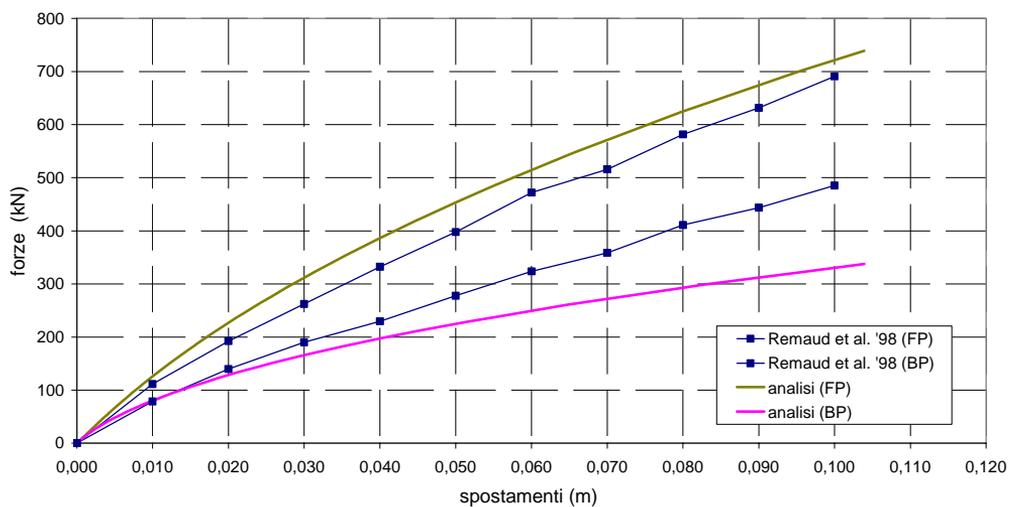


Figura 6.63. Remaud et al. (1998), gruppo 1x2, 2D: ripartizione dei carichi tra i pali.

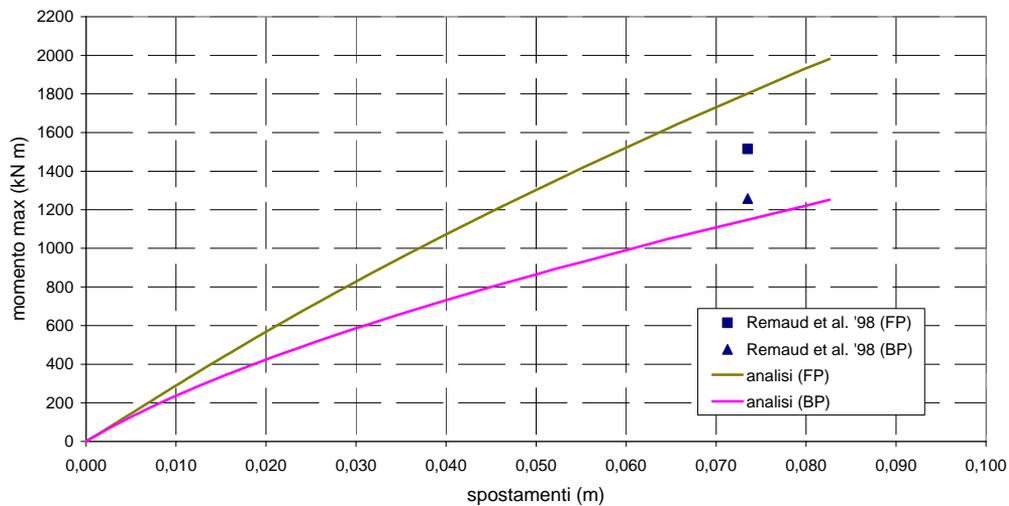


Figura 6.64. Remaud et al. (1998), gruppo 1x2, 2D: curve spostamenti – momenti massimi.

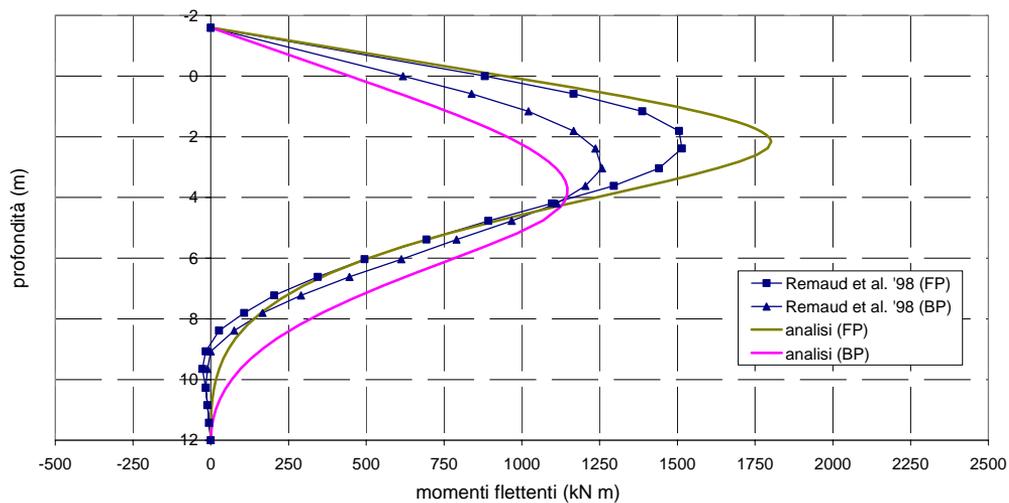


Figura 6.65. Remaud et al. (1998), gruppo 1x2, 2D: profilo dei momenti.

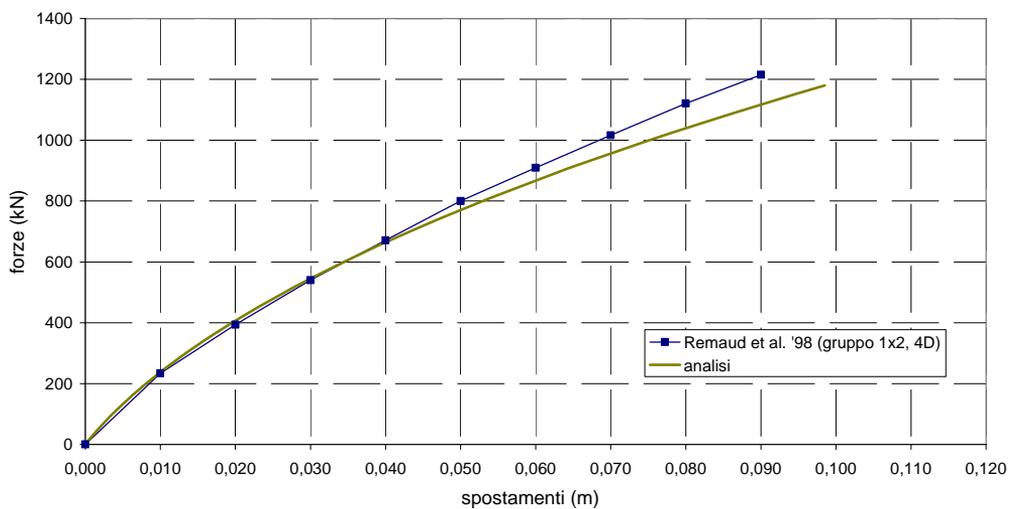


Figura 6.66. Remaud et al. (1998), gruppo 1x2, 4D: curve carichi – spostamenti.

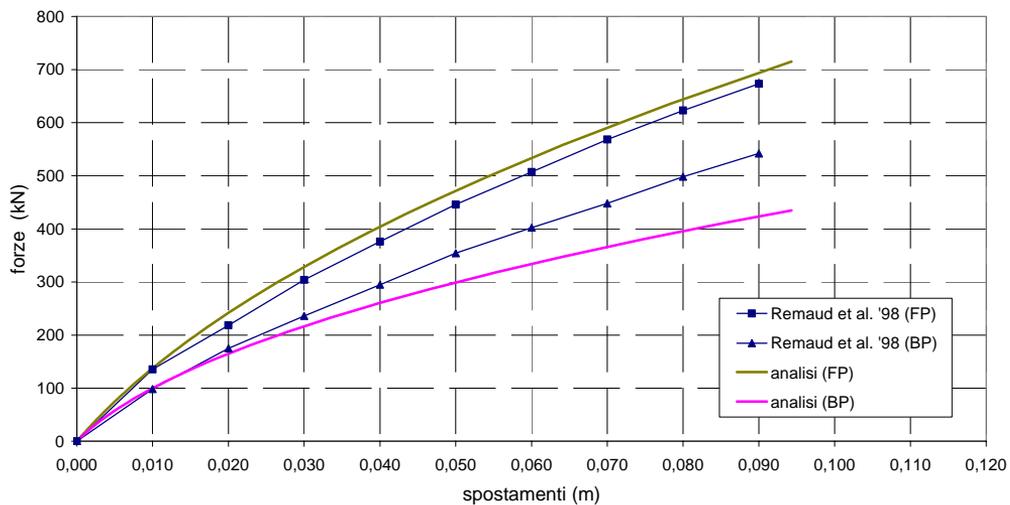


Figura 6.67. Remaud et al. (1998), gruppo 1x2, 4D: ripartizione dei carichi tra i pali.

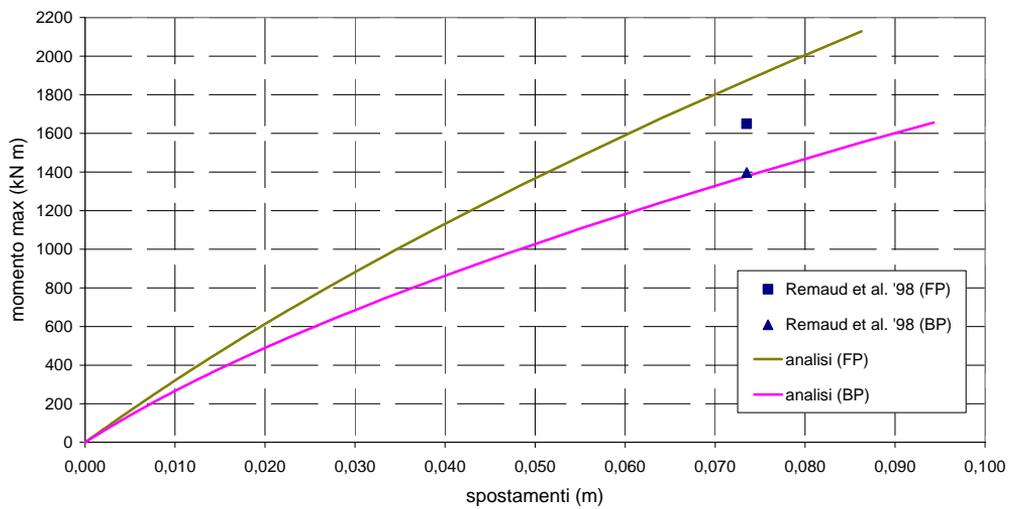


Figura 6.68. Remaud et al. (1998), gruppo 1x2, 4D: curve spostamenti – momenti massimi.

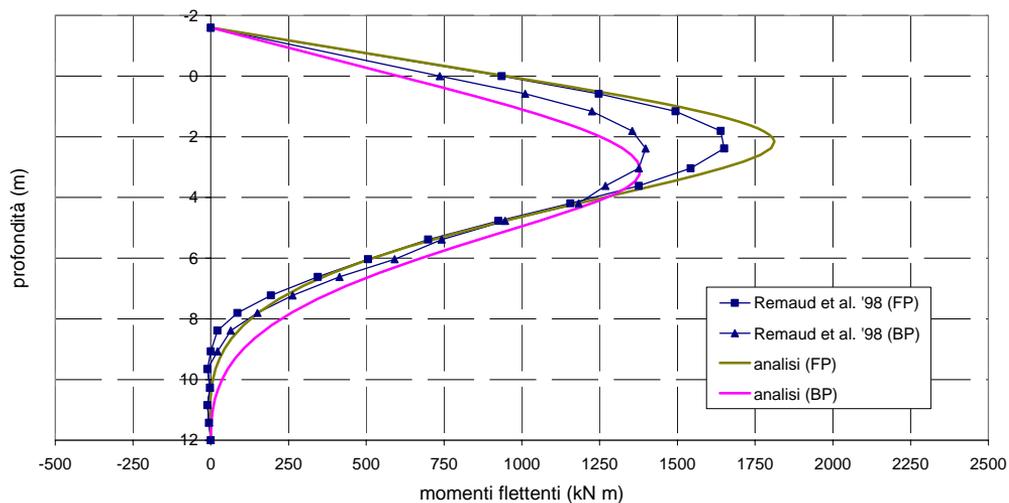


Figura 6.69. Remaud et al. (1998), gruppo 1x2, 4D: profilo dei momenti.

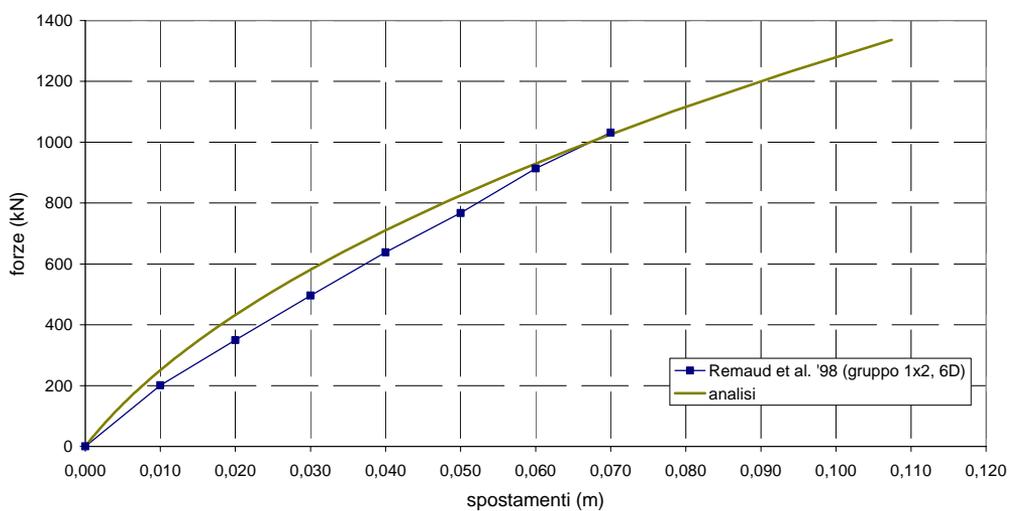


Figura 6.70. Remaud et al. (1998), gruppo 1x2, 6D: curve carichi – spostamenti.

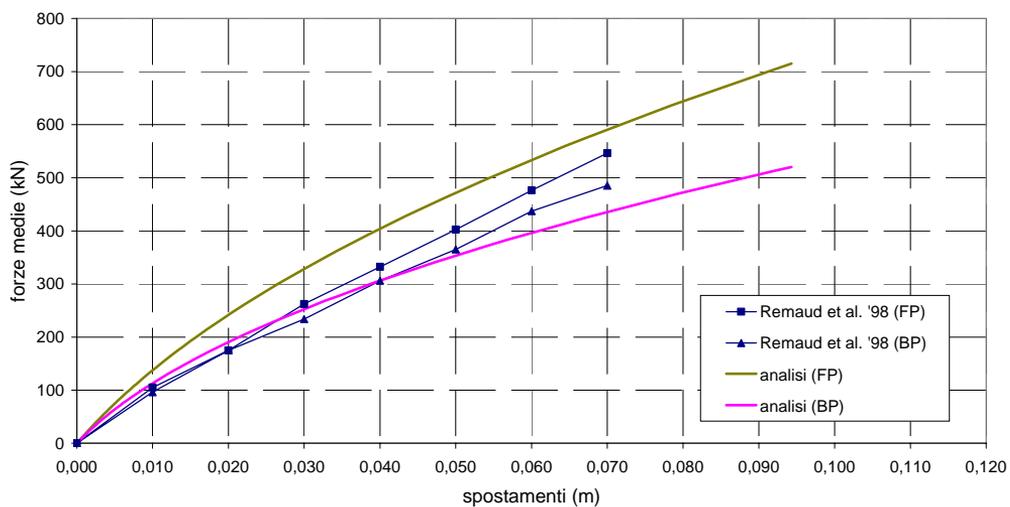


Figura 6.71. Remaud et al. (1998), gruppo 1x2, 6D: ripartizione dei carichi tra i pali.

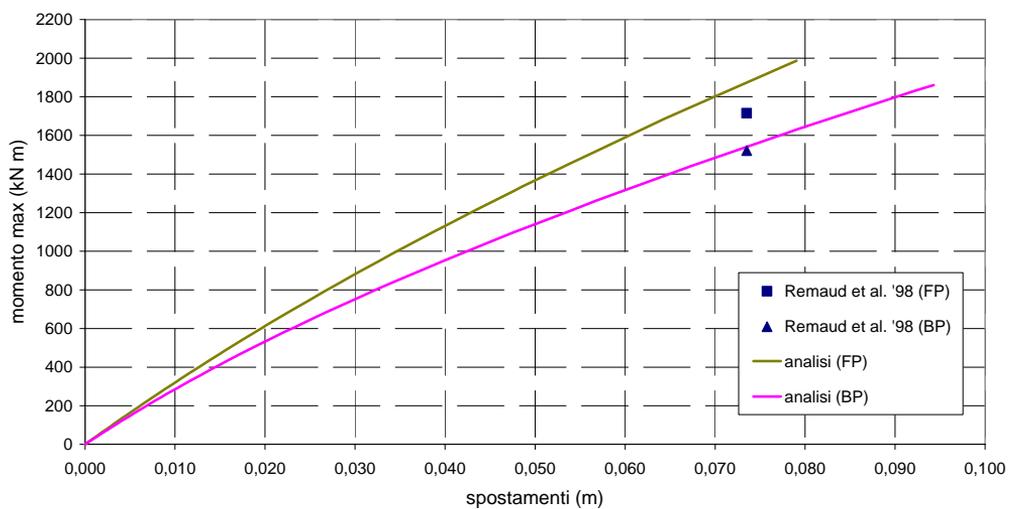


Figura 6.72. Remaud et al. (1998), gruppo 1x2, 6D: curve spostamenti – momenti massimi.

6.1.2 CASI SPERIMENTALI: TERRENI COESIVI

Questo paragrafo è dedicato alle analisi a ritroso relative a prove di carico realizzate su gruppi di pali in terreni coesivi. In presenza di terreni stratificati, l'appartenenza del caso sperimentale a tale ambito è dettata dalle caratteristiche del primo strato.

I sottoparagrafi dal 6.1.2.1 al 6.1.2.3 si riferiscono a prove condotte su pali in vera grandezza; il sottoparagrafo dal 6.1.2.4 a prove in centrifuga.

6.1.2.1 BROWN ET AL. (1987)

Gli autori realizzano una prova di carico su un gruppo di 9 pali tubolari in acciaio, disposti secondo una configurazione 3x3. L'interasse relativo è pari a 3 diametri. Lo schema della prova è riportato in figura 6.73. La struttura di collegamento dei pali garantisce libertà di rotazione in testa.

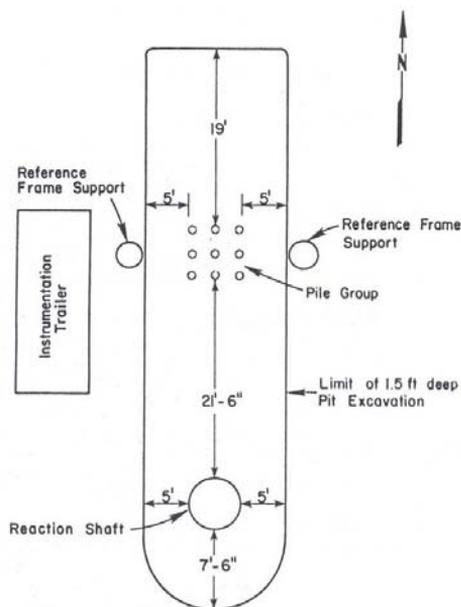


Figura 6.73. Schema della prova sul gruppo di pali (da Brown et al., 1987).

L'analisi a ritroso di questo caso ha comportato difficoltà particolari. La curva carichi – spostamenti relativa al palo singolo riportata da BROWN ET AL. (1987) nel proprio articolo (e analizzata con il programma di calcolo nel paragrafo 5.2.2.4) non coincide con quella riportata in REESE & VAN IMPE (2001), autori a loro

volta di un'analisi a ritroso di questo caso (si fa notare che *L.C. Reese* è uno dei coautori della nota datata 1987). La corretta conoscenza della curva carichi – spostamenti relativa al palo singolo è particolarmente importante, poiché su di essa si basa la caratterizzazione meccanica del terreno, mediante la quale procedere all'analisi a ritroso della risposta del gruppo di pali con il programma NAPHOL. Volendo mantenere invariata la caratterizzazione del terreno ottenuta nel paragrafo 5.2.2.4, al fine di conseguire una buona sovrapposizione tra l'andamento del palo singolo riportato in REESE & VAN IMPE (2001) e quello del codice di calcolo, è stata fatta variare l'eccentricità di applicazione del carico rispetto al piano campagna. In figura 6.74 si riportano le curve carichi – spostamenti relative al palo singolo, così come proposte da BROWN ET AL. (1987) e REESE & O'NEILL (2001). Le curve analitiche sono ottenute adottando la medesima caratterizzazione meccanica del terreno ed un'eccentricità di applicazione del carico, rispettivamente, di 30 cm e 70 cm.

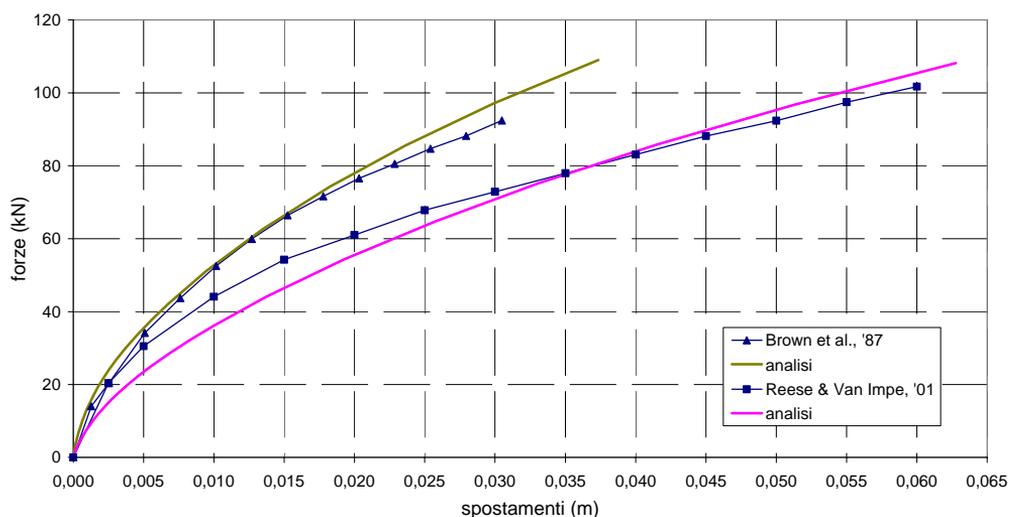


Figura 6.74. Curve carichi spostamenti del palo singolo, così come proposte da Brown et al. (1987) e Reese & Van Impe (2001).

Le analisi sulla risposta del gruppo di pali sono state realizzate utilizzando entrambi i valori di eccentricità: 30 cm e 70 cm. Il secondo valore è parso il più idoneo. Si precisa che, ovviamente, in nessuno dei due riferimenti citati (BROWN ET AL., 1987; REESE & VAN IMPE, 2001) è esplicitamente riportata l'eccentricità di applicazione del carico sul gruppo di pali.

In figura 6.75 si riportano le curve carico (medio per palo) – spostamenti del gruppo, sperimentale ed analitica. Le figure 6.76 – 6-78 fanno riferimento alle

curve carico (medio per fila) – spostamenti relativo alle singole file del gruppo (*Front Row, Middle Row, Back Row*). L'accordo è buono nel primo tratto della prova; al crescere dei carichi, la risposta analitica sottostima gli spostamenti misurati.

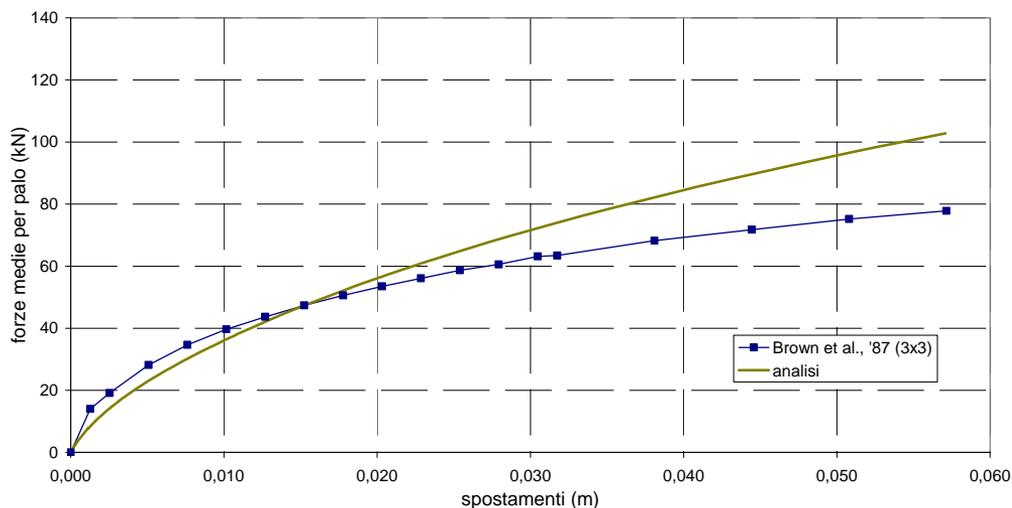


Figura 6.75. Brown et al. (1987), gruppo 3x3: curve carichi – spostamenti.

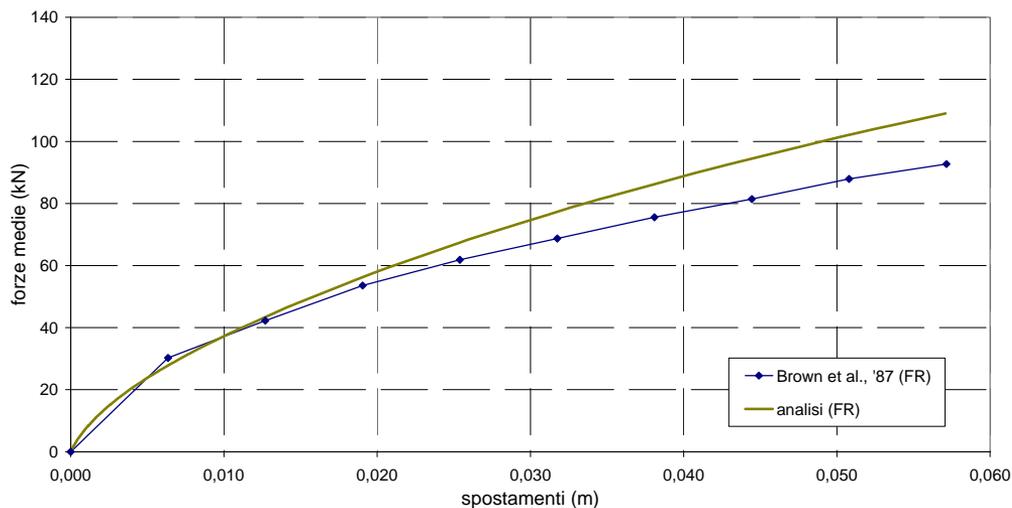


Figura 6.76. Brown et al. (1987), fila 1: curve carichi – spostamenti.

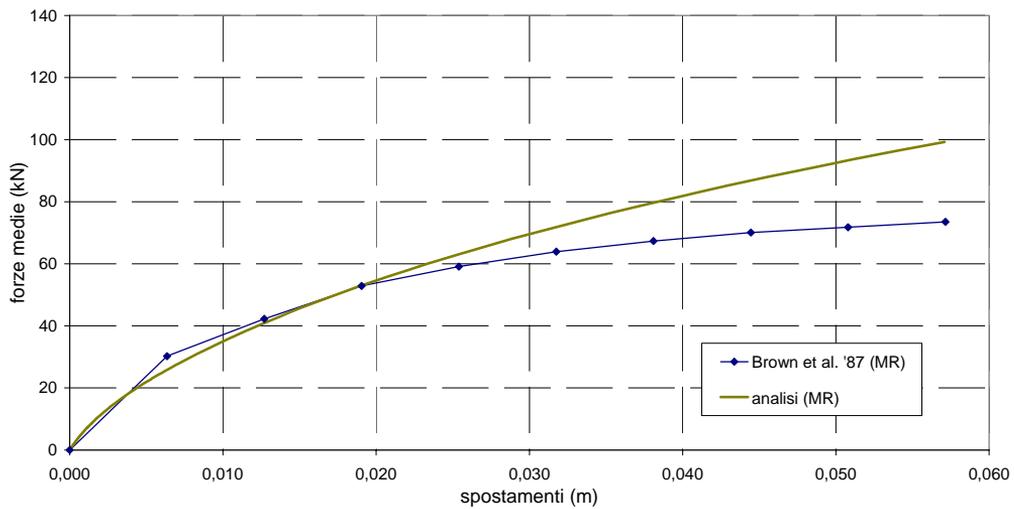


Figura 6.77. Brown et al. (1987), fila 2: curve carichi – spostamenti.

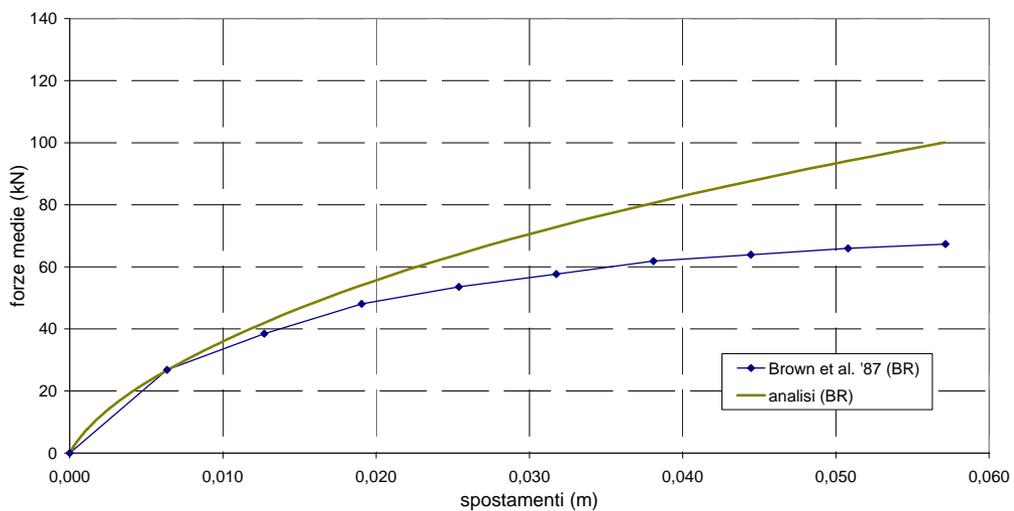


Figura 6.78. Brown et al. (1987), fila 3: curve carichi – spostamenti.

In figura 6.79 si riportano i momenti flettenti massimi registrati sui pali al variare del carico medio agente sul gruppo. I momenti flettenti massimi sono mediati sui 9 pali del gruppo. L'accordo fra il dato sperimentale e quello analitico è buono.

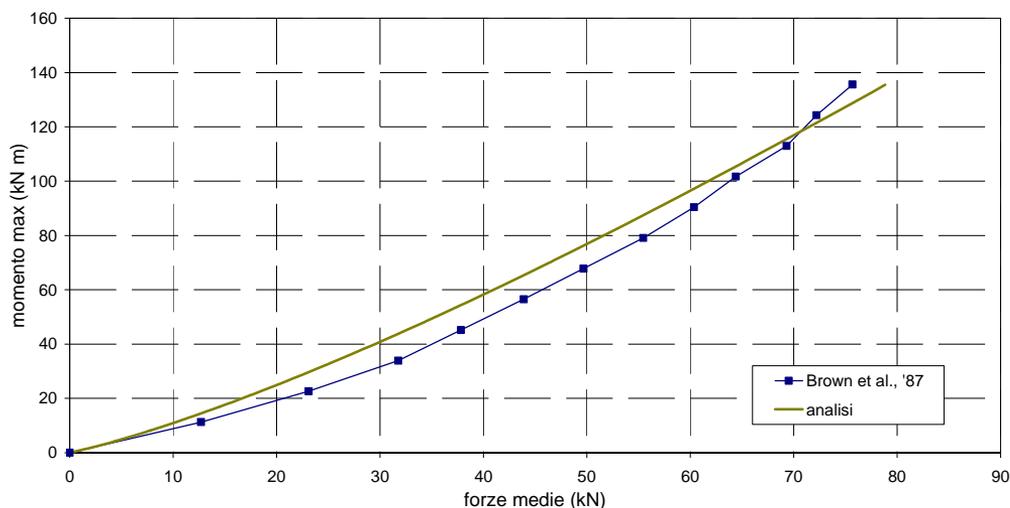


Figura 6.79. Brown et al. (1987): curve carichi – momenti massimi (medi sul gruppo).

6.1.2.2 ROLLINS ET AL. (1998)

Gli autori sottopongono ad una prova di carico orizzontale un gruppo costituito da 9 pali tubolari in acciaio, disposti secondo una configurazione 3x3 e ad interasse relativo di 3 diametri. La struttura di collegamento dei pali è realizzata mediante un reticolo di travi; a confronto con la rigidezza flessionale dei pali, la struttura di collegamento si può ritenere infinitamente rigida. Le connessioni con i pali sono realizzate in modo che questi ultimi siano liberi di ruotare in testa. Il carico è applicato con un martinetto idraulico ad una quota di 0,4 m dal piano campagna. Uno schema in pianta della prova è riportato in figura 6.80.

Le caratteristiche geometriche e meccaniche di pali e terreno ed i parametri d'ingresso utilizzati nelle analisi sono riportati nel paragrafo 5.2.2.7. Il profilo di riferimento è quello delle argille *poco consistenti*.

In figura 6.81 si mostra la curva carichi (medi per palo) – spostamenti relativa al gruppo di pali. L'andamento sperimentale è messo a confronto con gli andamenti analitici, ottenuti con il codice NAPHOL, relativi a due tipi di analisi: la prima non introduce la distanza di estinzione degli effetti di interazione tra pali (analisi 1); la seconda la considera (analisi 2).

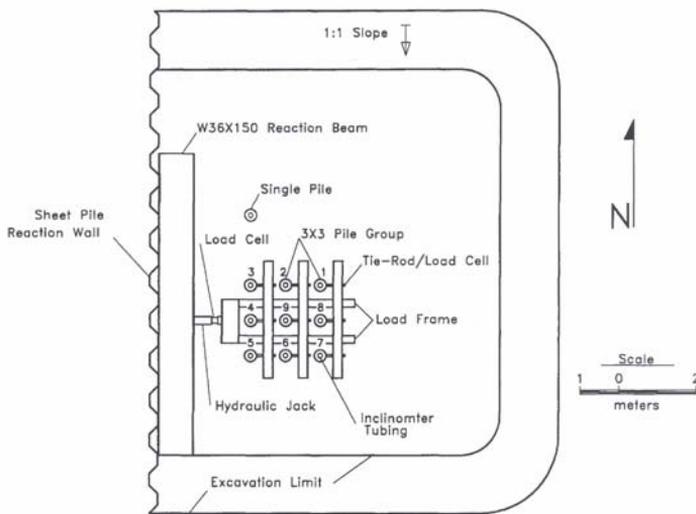


Figura 6.80. Schema della prova sul gruppo di pali (da Rollins et al., 1998).

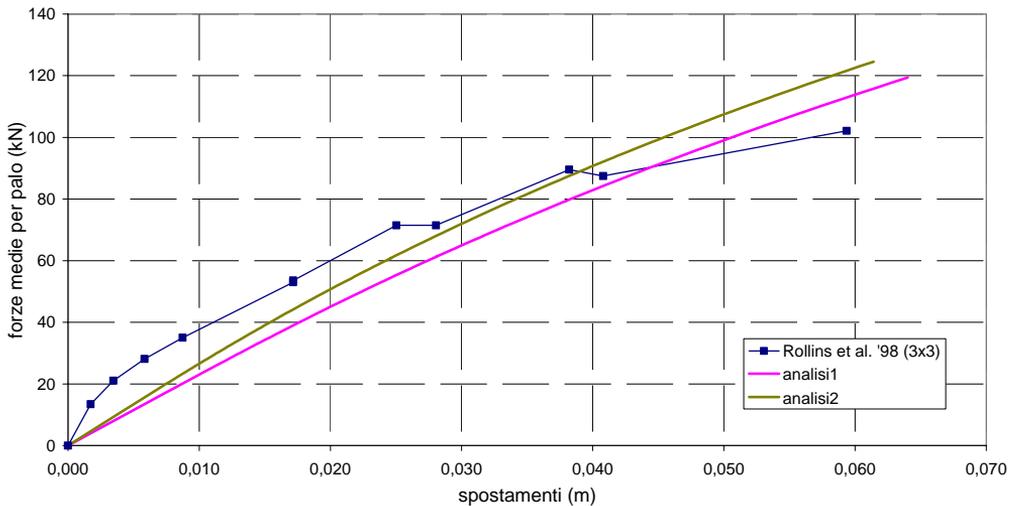


Figura 6.81. Rollins et al. (1998), gruppo 3x3: curve carichi – spostamenti.

Nelle figure 6.82 – 6.84 sono riportate le curve carichi (medi per palo) – spostamenti relativi alle tre file del gruppo (*Front Row*, *Middle Row*, *Back Row*). Le analisi numeriche sono, come nel caso precedente, due. Il confronto fra i risultati ottenuti senza la distanza di estinzione (analisi 1) e quelli ottenuti con la distanza di estinzione (analisi 2) evidenzia significative differenze nella previsione

della risposta della prima fila del gruppo; l'analisi 2 si mostra più idonea. Relativamente alla fila 2 e alla fila 3, le differenze sono più contenute. Complessivamente, la capacità di riprodurre la risposta sperimentale delle file è buona.

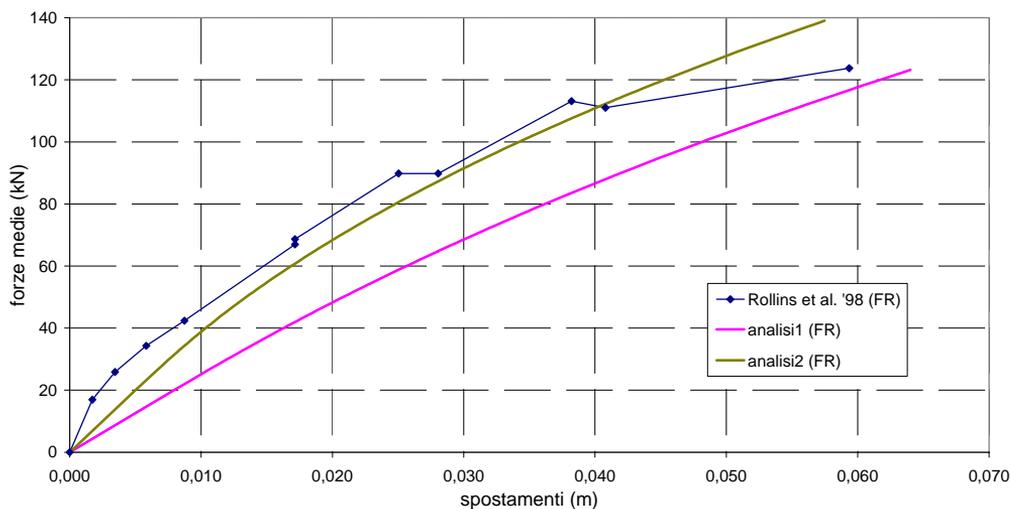


Figura 6.82. Rollins et al. (1998), fila 1: curve carichi – spostamenti.

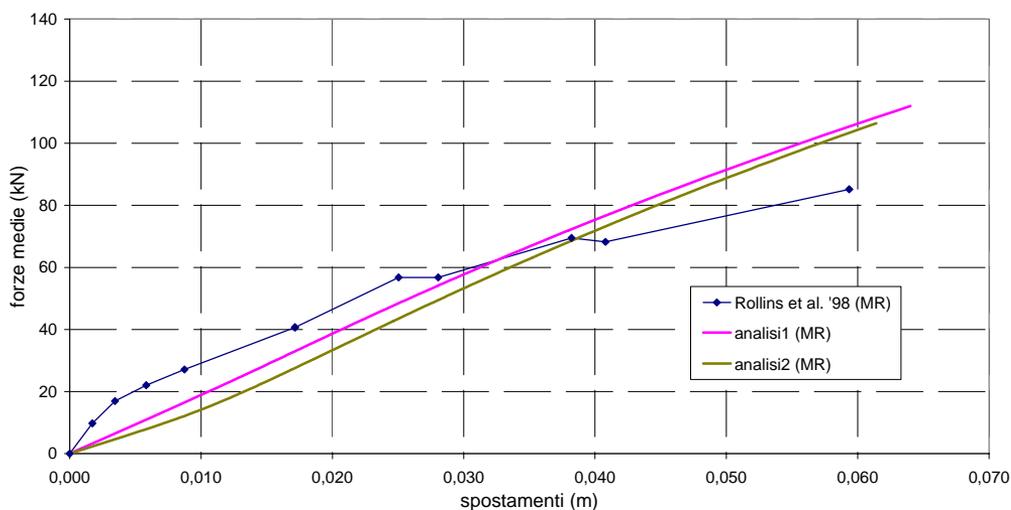


Figura 6.83. Rollins et al. (1998), fila 2: curve carichi – spostamenti.

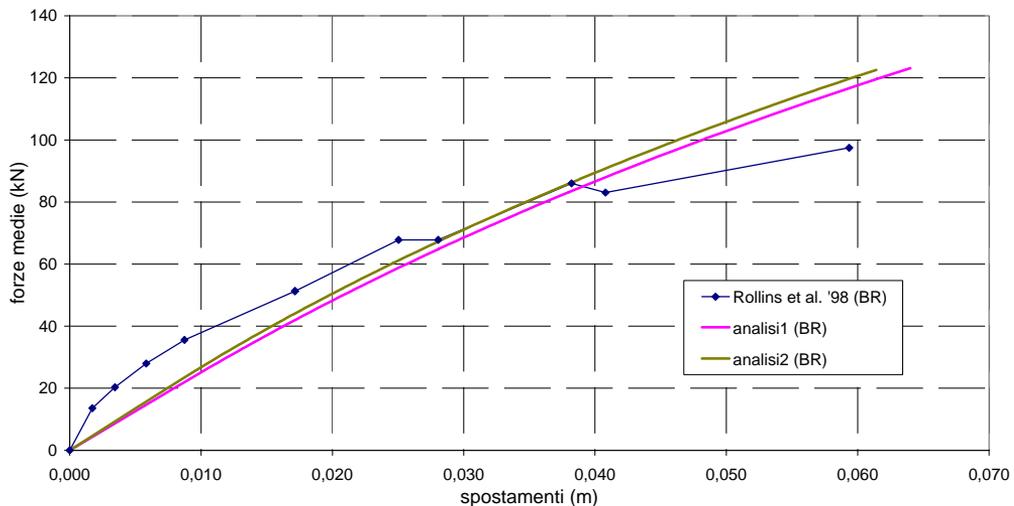


Figura 6.84. Rollins et al. (1998), fila 3: curve carichi – spostamenti.

Nelle figure 6.85 – 6.87 si riportano gli andamenti sperimentali delle curve carichi (medi sul gruppo) – momenti flettenti massimi (medi sulla fila). Gli andamenti sono distinti per le tre file (*Front Row*, *Middle Row*, *Back Row*), e sono posti a confronto con le due analisi eseguite con il programma NAPHOL. Si osservi come in relazione alla prima fila, l'analisi con la distanza di estinzione (analisi 2) consenta di migliorare sensibilmente la capacità di prevedere l'andamento sperimentale. Per la seconda fila, invece, il fenomeno è opposto (la previsione migliore è relativa alla analisi 1). L'andamento dei momenti flettenti massimi della terza fila è comunque ben riprodotto.

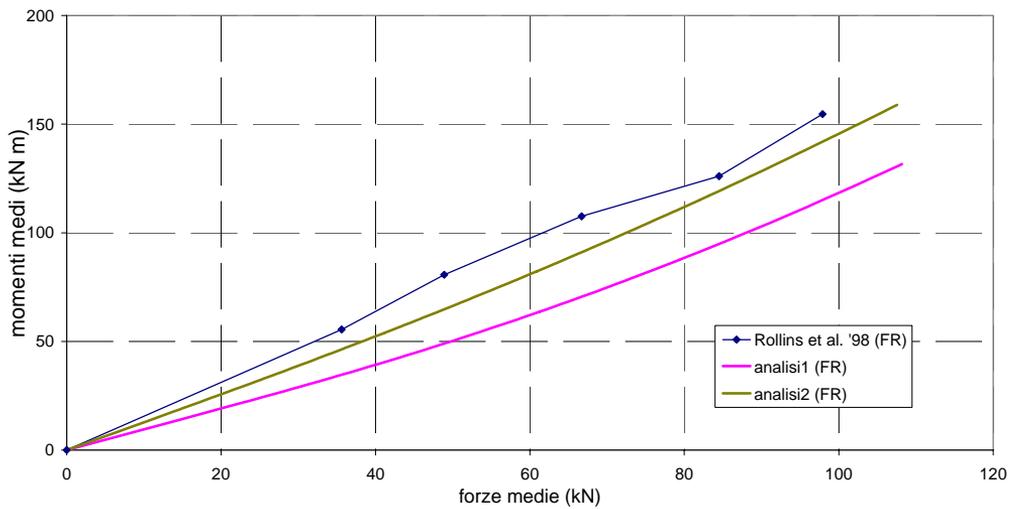


Figura 6.85. Rollins et al. (1998), fila 1: curve carichi – momenti massimi.

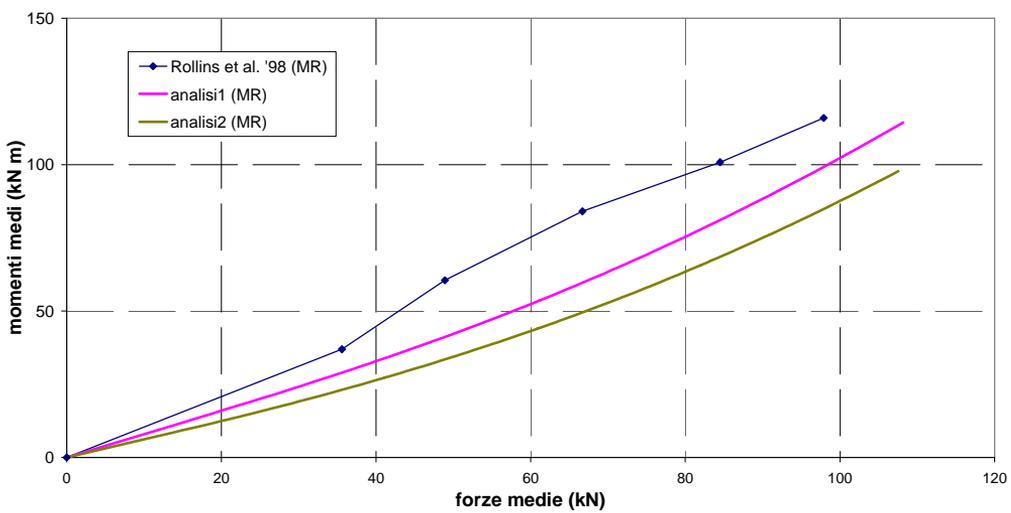


Figura 6.86. Rollins et al. (1998), fila 2: curve carichi – momenti massimi.

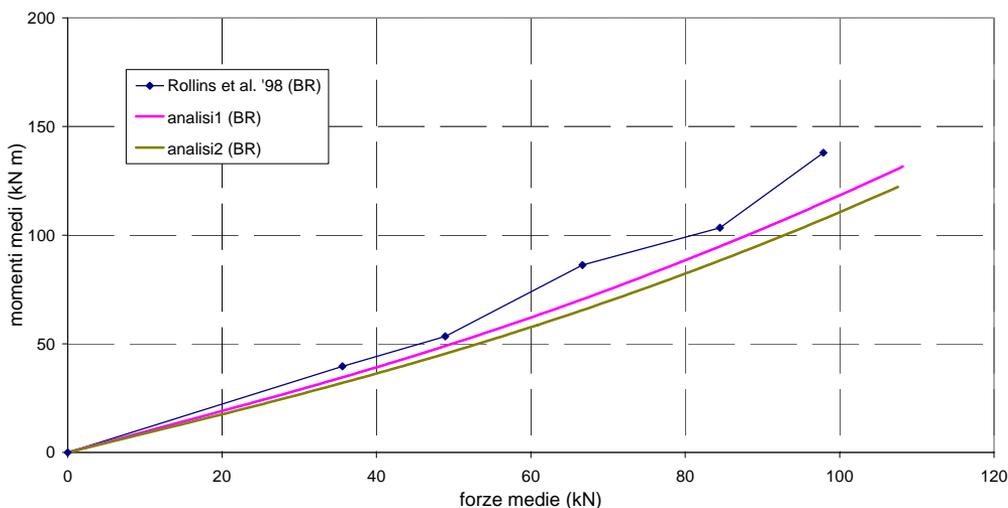


Figura 6.87. Rollins et al. (1998), fila 3: curve carichi – momenti massimi.

6.1.2.3 ROLLINS ET AL. (2005b)

Gli autori realizzano una prova di carico su un gruppo costituito da 15 pali tubolari in acciaio, disposti secondo una configurazione 3x5. L'interasse relativo tra i pali è pari a 3,92 D nella direzione di azione della forza; nella direzione ortogonale, l'interasse tra i pali è pari a 3,3 D. Lo schema della prova è riportato in figura 6.88. Il carico è applicato, mediante un martinetto idraulico, ad un reticolo di travi che costituisce la struttura di collegamento tra i pali. La struttura è tale da risultare infinitamente rigida: gli spostamenti delle teste dei pali sono tutte uguali. I pali risultano liberi di ruotare in testa.

Il sito nel quale la prova è stata realizzata è lo stesso in cui, in precedenza, ROLLINS ET AL. (1998) avevano condotto una prova di carico su un gruppo 3x3. La stratigrafia del terreno, le indagini realizzate e la caratterizzazione meccanica sono riportate nel paragrafo 5.2.2.7. Le caratteristiche dei pali e i parametri adottati nella modellazione sono invece riportati nel paragrafo 5.2.2.9. In quella sede, realizzando l'analisi a ritroso sul palo singolo, si è individuato il valore di eccentricità con cui il carico è applicato rispetto al piano campagna ($e = 1$ m). Il profilo di riferimento è quello delle argille *poco consistenti*.

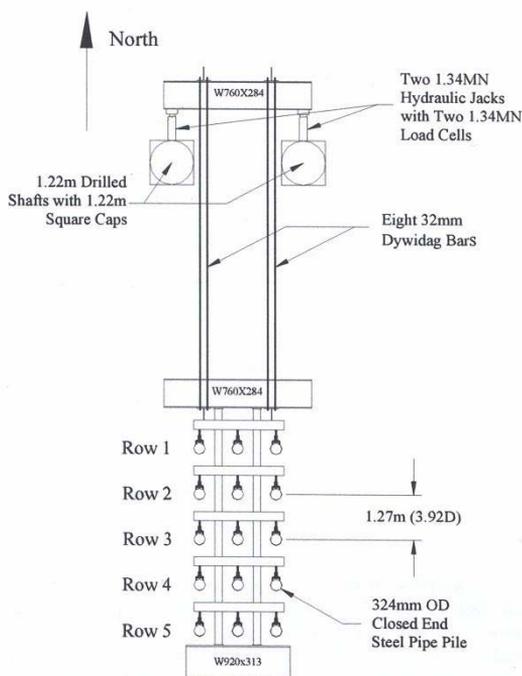


Figura 6.88. Schema della prova di carico (da Rollins et al., 2005b).

In figura 6.89 si mostra la curva carichi – spostamenti del gruppo, a confronto con i risultati sperimentali relativi ad un’analisi senza (analisi 1) e con (analisi 2) la distanza di estinzione. Il grado di sovrapposizione, in particolare riferimento all’analisi 2, è buono.

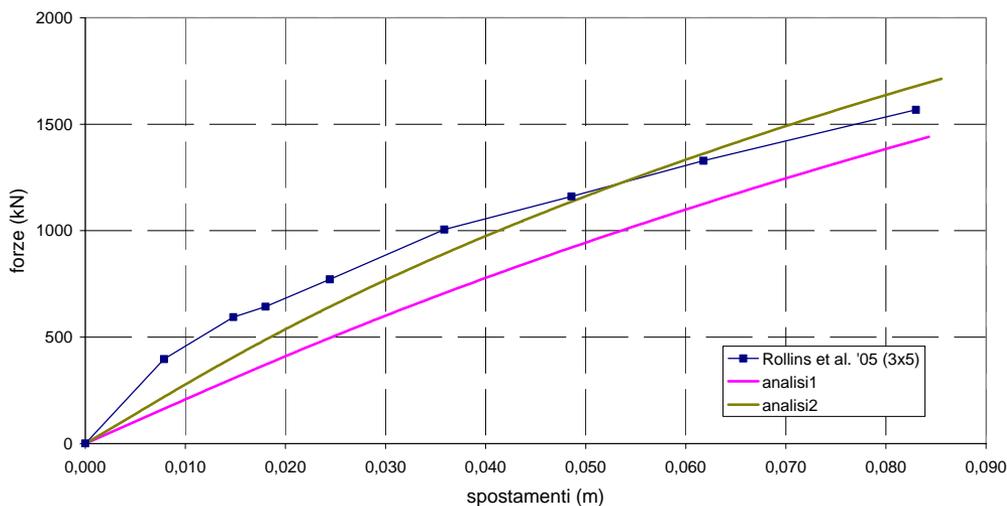


Figura 6.89. Rollins et al. (2005b), gruppo 3x5: curve carichi – spostamenti.

Nelle figure 6.90 – 6.94 sono riportate le curve carichi (medi per fila) – spostamenti relative alle 5 file del gruppo. Nuovamente, i confronti sono riferiti ad entrambe le analisi numeriche: senza (analisi 1) e con (analisi 2) la distanza di estinzione. Mediamente, l'introduzione della distanza di estinzione consente di migliorare la riproducibilità della risposta sperimentale; questo risultato è particolarmente evidente per la fila 1. Viceversa, per l'ultima fila, l'analisi 2 sovrastima la rigidità dei pali. Un risultato analogo è stato riscontrato, ad esempio, in McVAY ET AL. (1998; sabbie mediamente addensate, gruppo 3x4).

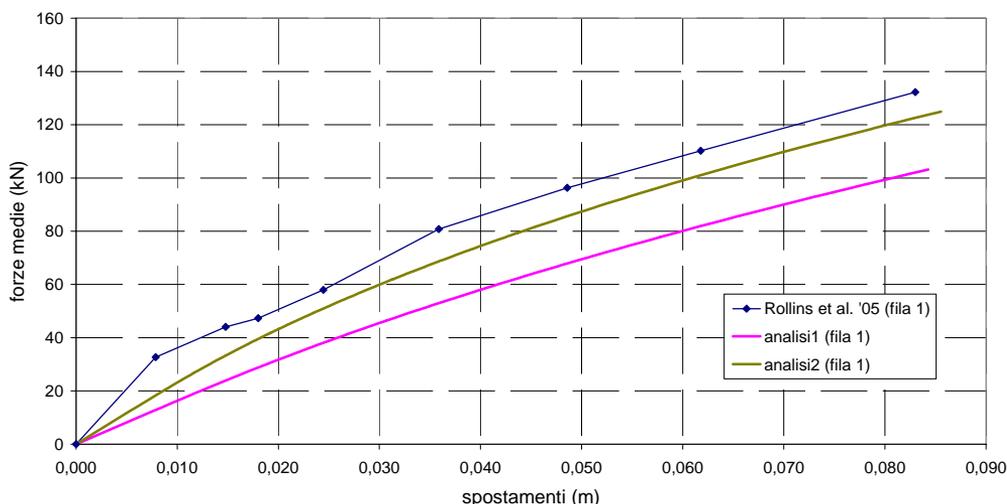


Figura 6.90. Rollins et al. (2005b), fila 1: curve carichi – spostamenti.

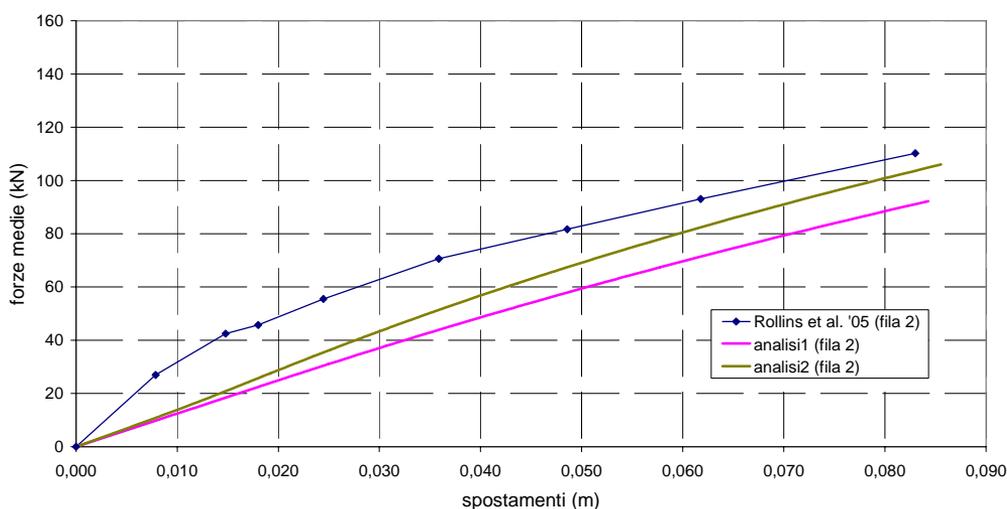


Figura 6.91. Rollins et al. (2005b), fila 2: curve carichi – spostamenti.

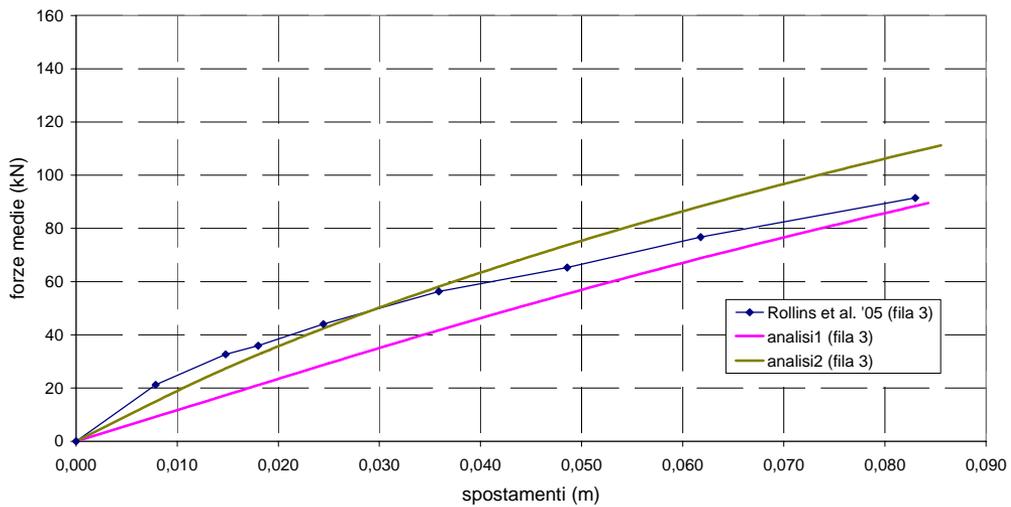


Figura 6.92. Rollins et al. (2005b), fila 3: curve carichi – spostamenti.

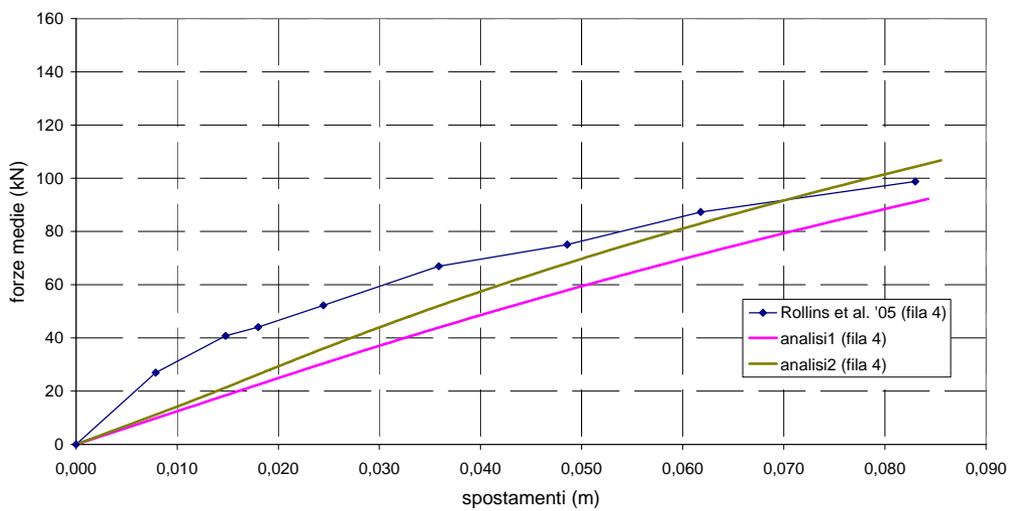


Figura 6.93. Rollins et al. (2005b), fila 4: curve carichi – spostamenti.

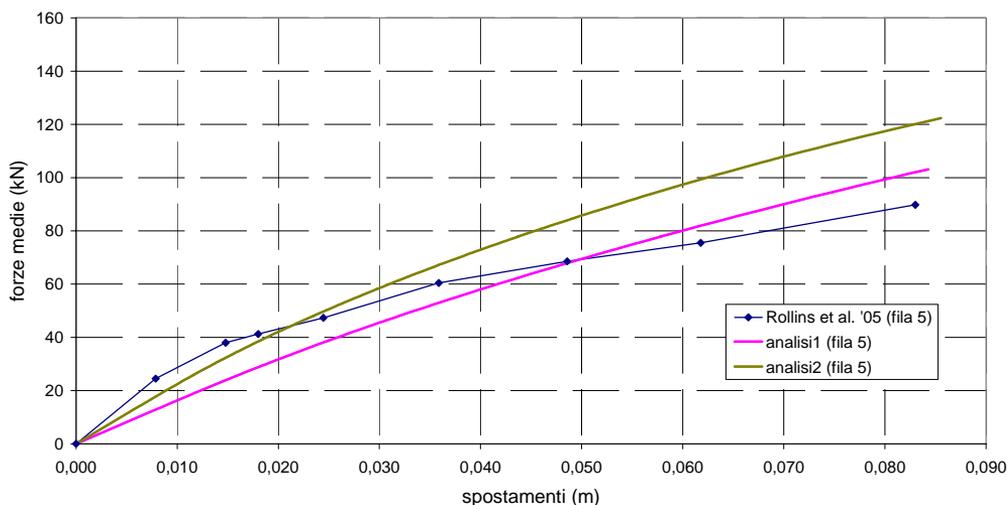


Figura 6.94. Rollins et al. (2005b), fila 5: curve carichi – spostamenti.

6.1.2.4 ILYAS ET AL. (2004)

Le prove sono realizzate in centrifuga, ad un'accelerazione di 70 g. I gruppi sono costituiti da pali quadrati, cavi, in alluminio. L'argilla caolinica utilizzata dagli autori è stata disposta nella centrifuga in modo da risultare normalconsolidata (NC) o sovraconsolidata (OC). Nel terreno normalconsolidato, sono stati sottoposti a prova 6 gruppi di pali: 4 ad interasse 3D (gruppi 1x2, 2x2, 3x3 e 4x4) e 2 ad interasse 5D (gruppi 2x3 e 3x3). Nel terreno sovraconsolidato, sono stati sottoposti a prova 5 gruppi di pali: 3 ad interasse 3D (gruppi 1x2, 2x2 e 3x3) e 2 ad interasse 5D (gruppi 2x3 e 3x3). Nel complesso, dunque, le prove realizzate sono undici. Uno schema delle configurazioni dei gruppi è riportato in figura 6.95 (in nero sono indicati i pali strumentati).

Il carico è applicato alla struttura di collegamento dei pali ad una quota di 3,5 m rispetto al piano campagna. I pali del gruppo sono liberi di ruotare in testa.

Le modalità di deposizione delle argille nella centrifuga, le proprietà meccaniche e geometriche dei pali e del terreno, nonché i parametri d'ingresso utilizzati per le analisi, sia in relazione alle argille normalconsolidate, sia in relazione alle argille sovraconsolidate, sono riportati nel paragrafo 5.2.2.10. Nel primo caso, il profilo di resistenza adottato è quello relativo ad argille *poco consistenti*, nel secondo, ad *argille consistenti*.

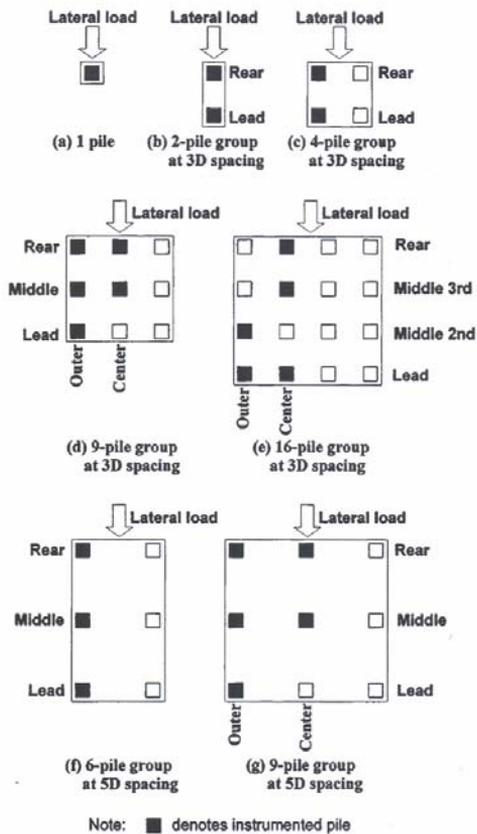


Figura 6.95. Disposizioni geometriche dei gruppi di pali sottoposti a prova e pali strumentati (da Ilyas et al., 2004).

Nelle figure 6.96 – 6.99 sono riportate le curve carichi (medi per palo) – spostamenti relative ai gruppi disposti ad interasse 3D in argille normalconsolidate (NC). I gruppi hanno configurazioni, rispettivamente, 1x2, 2x2, 3x3 e 4x4. Le figure 6.100 e 6.101 fanno riferimento ancora a gruppi in terreni normalconsolidati, ma disposti ad interasse di 5 diametri. Le configurazioni dei gruppi sono, rispettivamente, 2x3 e 3x3. La riproducibilità dei dati sperimentali con il programma di calcolo è ottima.

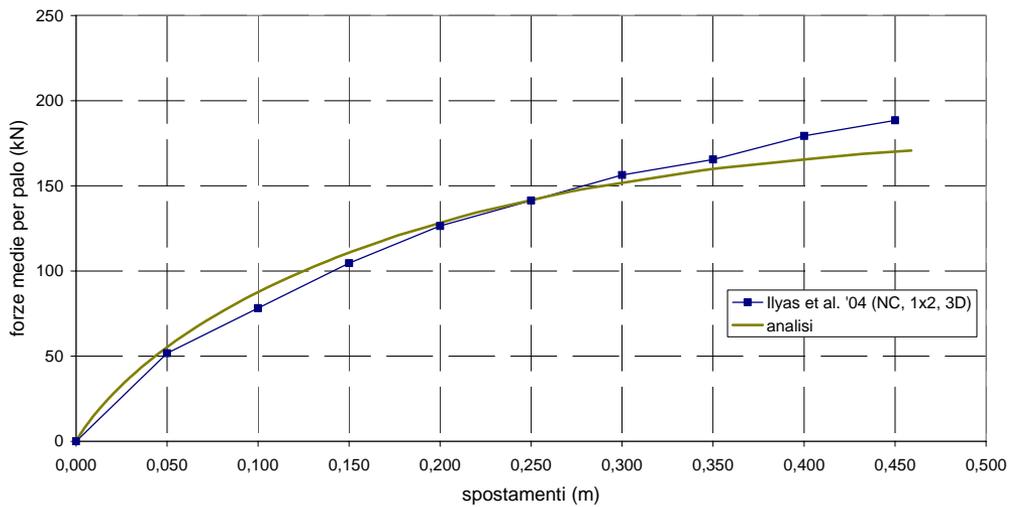


Figura 6.96. Ilyas et al. (2004), argille NC, 3D, gruppo 1x2: curve carichi – spostamenti.

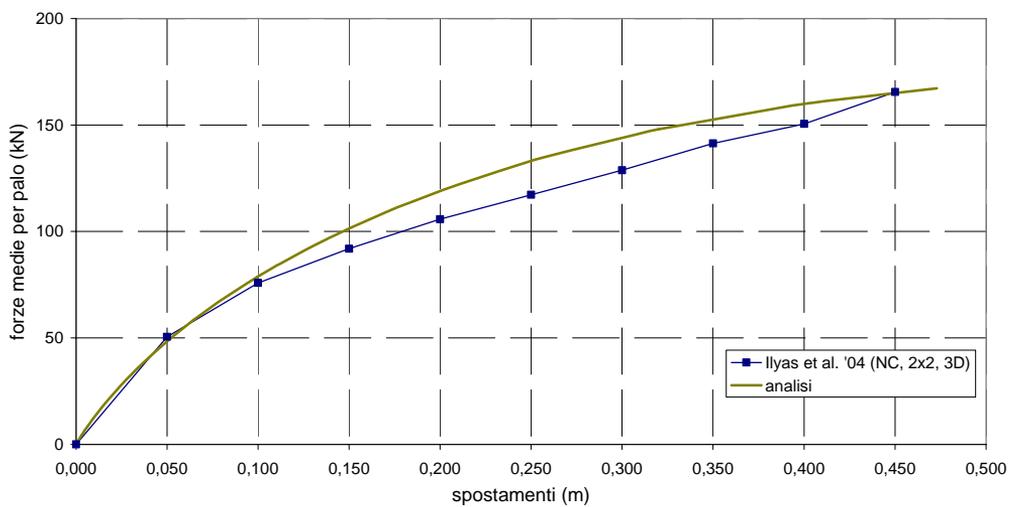


Figura 6.97. Ilyas et al. (2004), argille NC, 3D, gruppo 2x2: curve carichi – spostamenti.

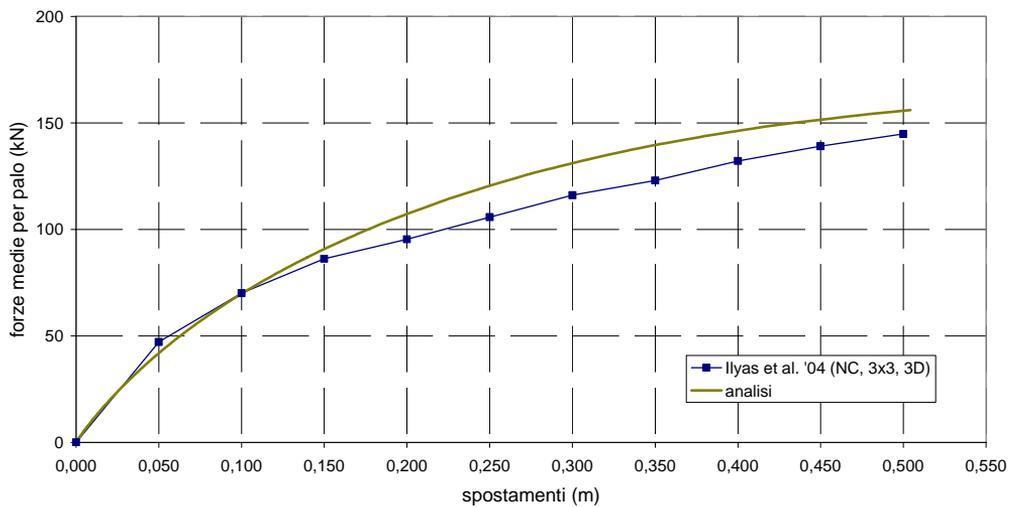


Figura 6.98. Ilyas et al. (2004), argille NC, 3D, gruppo 3x3: curve carichi – spostamenti.

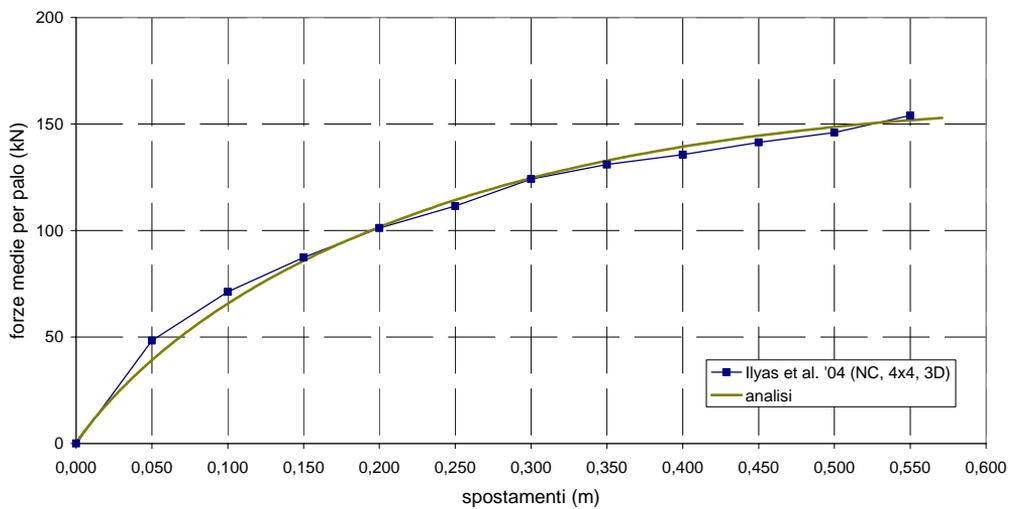


Figura 6.99. Ilyas et al. (2004), argille NC, 3D, gruppo 4x4: curve carichi – spostamenti.

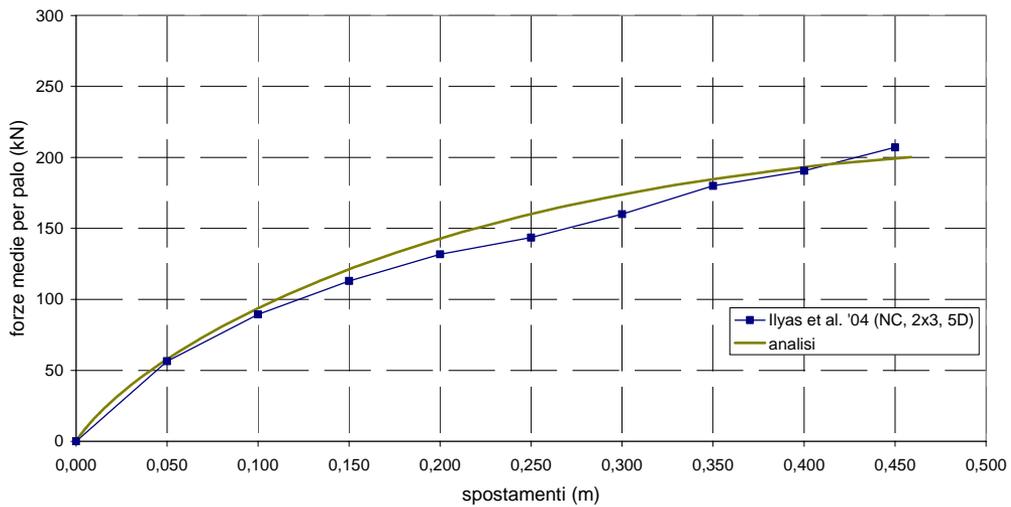


Figura 6.100. Ilyas et al. (2004), argille NC, 5D, gruppo 2x3: curve carichi – spostamenti.

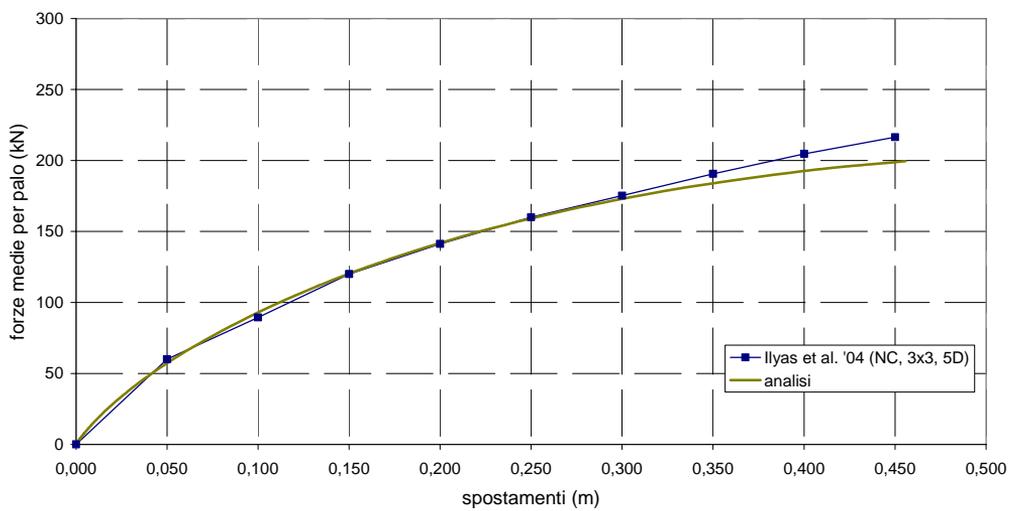


Figura 6.101. Ilyas et al. (2004), argille NC, 5D, gruppo 3x3: curve carichi – spostamenti.

Nelle figure 6.102 – 6.104 sono riportate le curve carichi (medi per palo) – spostamenti relative alle prove condotte in argille sovraconsolidate (OC) ad interasse 3D. Le configurazioni dei gruppi sono, rispettivamente, 1x2, 2x2 e 3x3. Le figure 6.105 e 6.106 fanno riferimento a gruppi disposti in argille OC con interasse relativo pari a 5D. I gruppi hanno configurazione 2x3 e 3x3. Come nei casi già presentati, relativi alle argille normalconsolidate, la riproducibilità dei risultati è ottima.

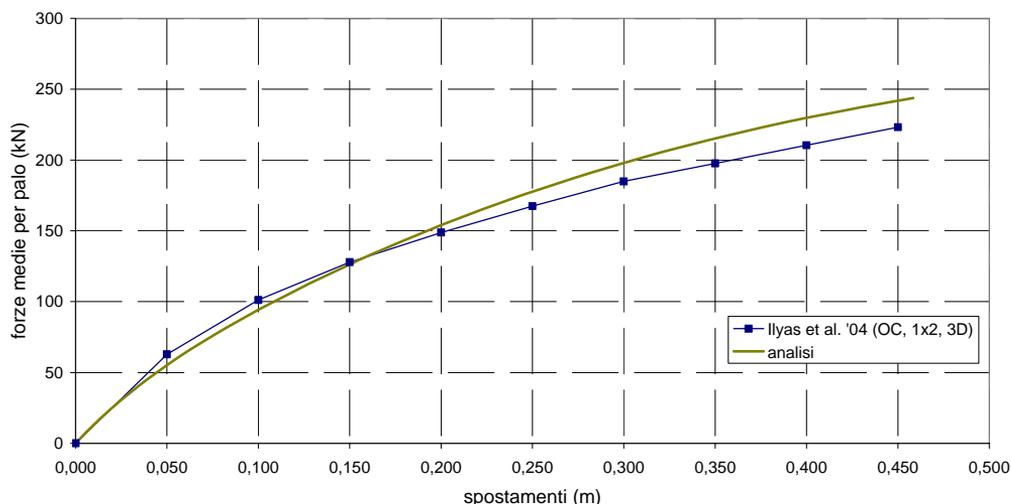


Figura 6.102. Ilyas et al. (2004), argille OC, 3D, gruppo 1x2: curve carichi – spostamenti.

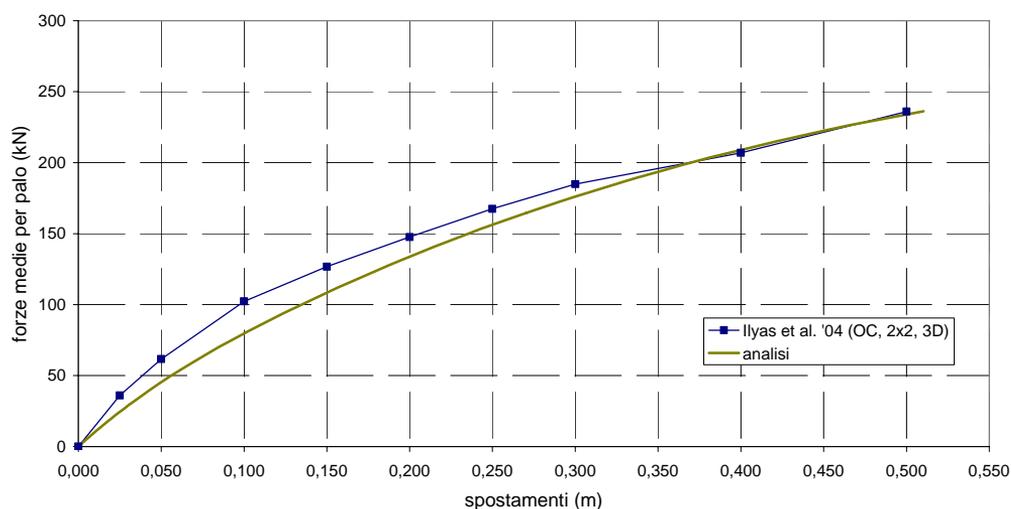


Figura 6.103. Ilyas et al. (2004), argille OC, 3D, gruppo 2x2: curve carichi – spostamenti.

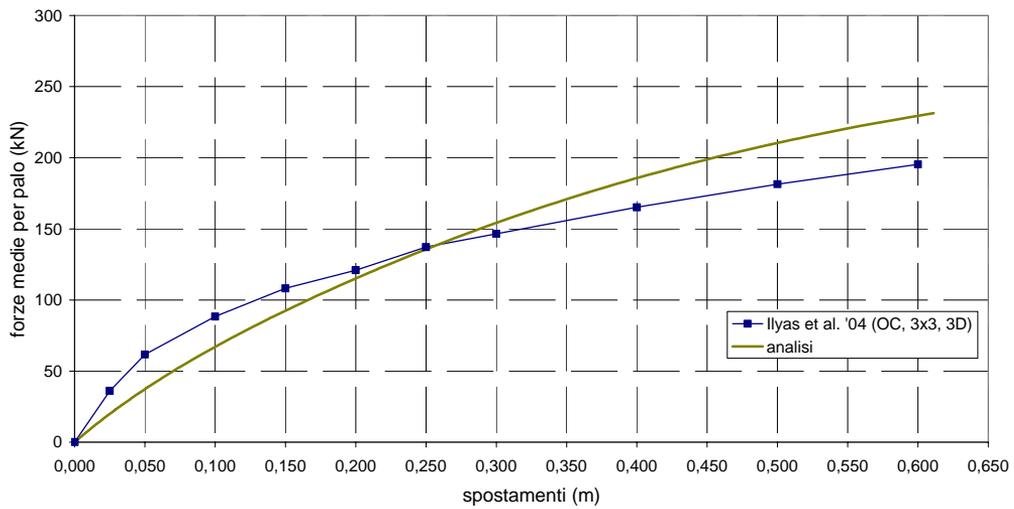


Figura 6.104. Ilyas et al. (2004), argille OC, 3D, gruppo 3x3: curve carichi – spostamenti.

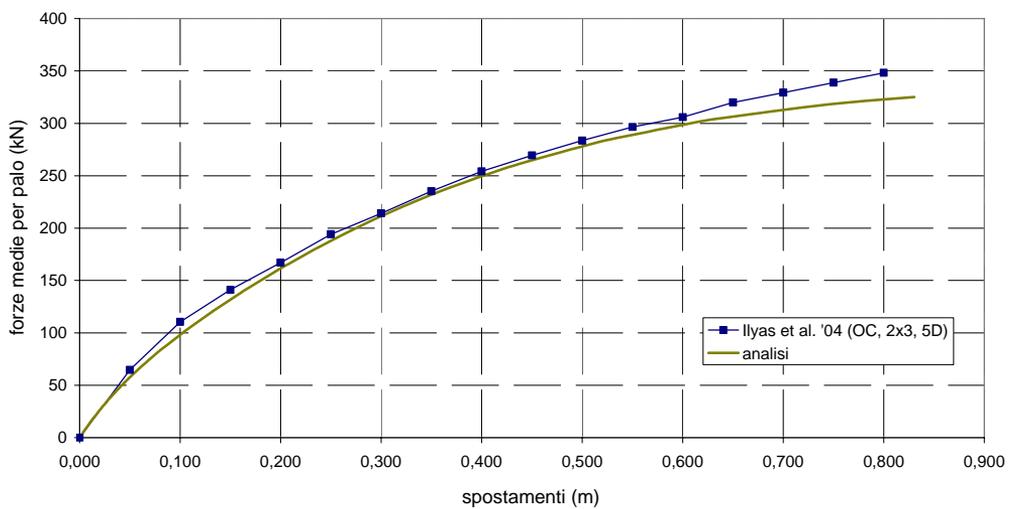


Figura 6.105. Ilyas et al. (2004), argille OC, 5D, gruppo 2x3: curve carichi – spostamenti.

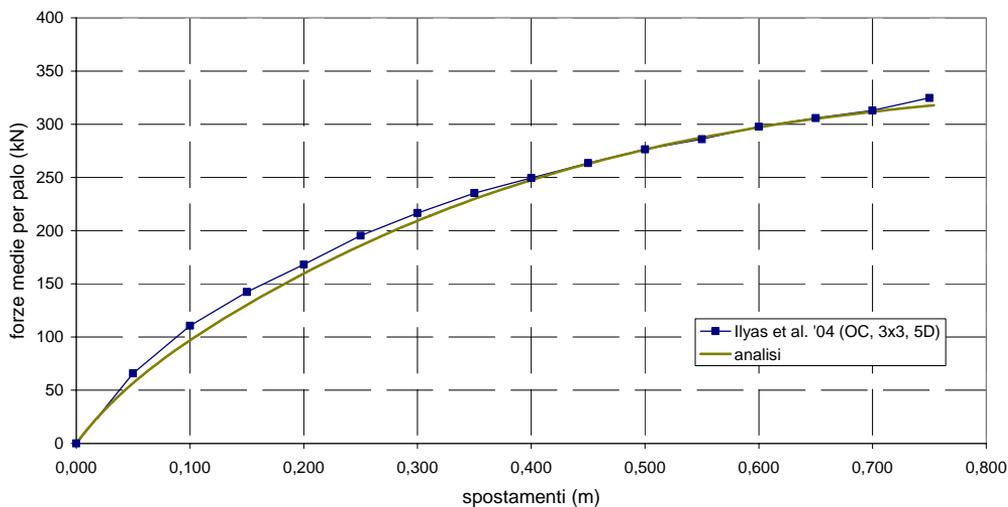


Figura 6.106. Ilyas et al. (2004), argille OC, 5D, gruppo 3x3: curve carichi – spostamenti.

Nell'articolo gli autori riportano, oltre alla risposta globale dei gruppi, gli andamenti della curva carichi – spostamenti dei singoli pali strumentati. Inoltre, per il palo di spigolo della prima fila di ciascun gruppo, è riportato l'andamento dei momenti flettenti massimi al variare degli spostamenti.

A titolo di esempio, nelle figure 6.107 –6.111 si riportano gli andamenti delle curve carichi – spostamenti dei 5 pali strumentati del gruppo 3x3, sottoposto a prova in argille normalconsolidate e ad un interasse 3D. I 5 pali strumentati sono il palo di bordo della prima fila (*Front Outer Pile*), i pali di bordo e centrale della seconda (*Middle Outer Pile* e *Middle Center Pile*) e della terza fila (*Back Outer Pile* e *Back Center Pile*). La riproducibilità del dato sperimentale, variabile a seconda del palo considerato, è nel complesso buona.

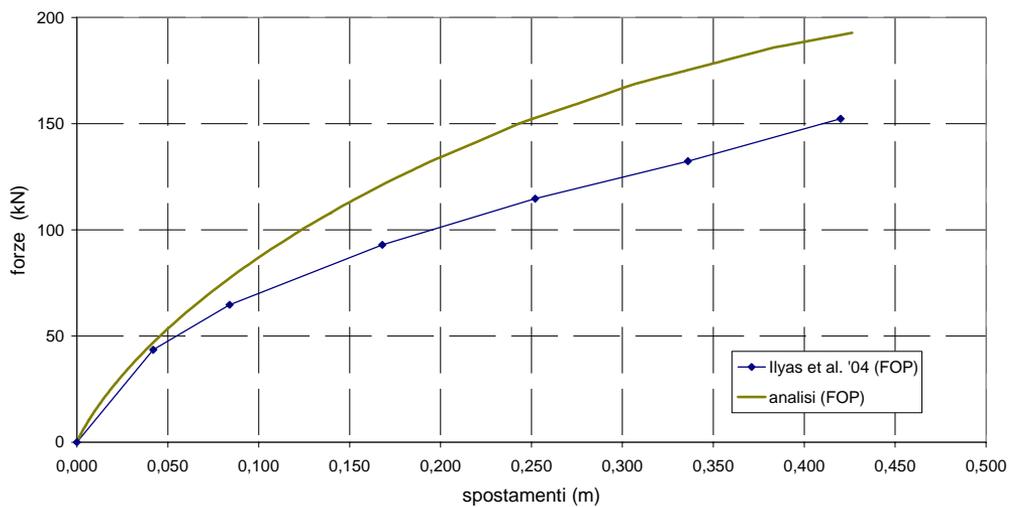


Figura 6.107. Ilyas et al. (2004), argille NC, 3D, gruppo 3x3: curve carichi – spostamenti del palo di spigolo, fila 1.

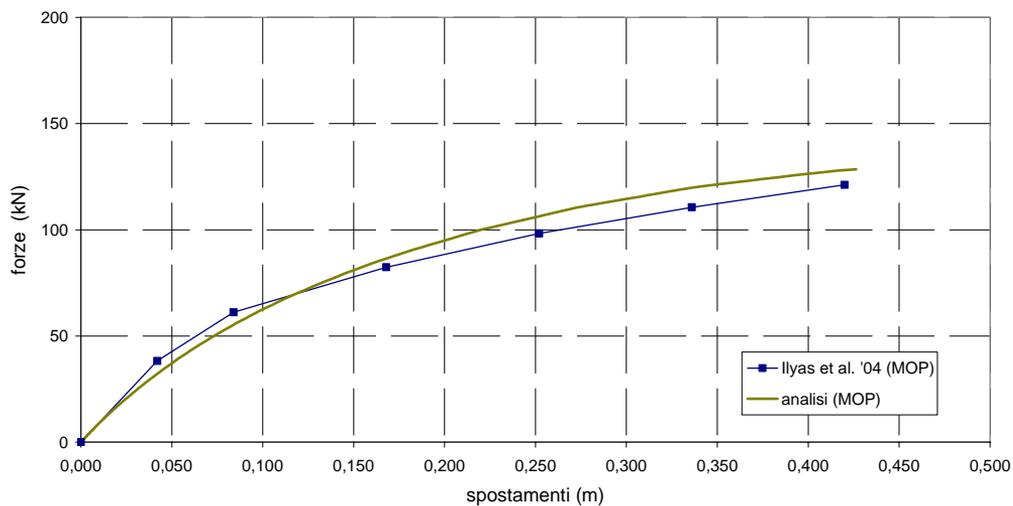


Figura 6.108. Ilyas et al. (2004), argille NC, 3D, gruppo 3x3: curve carichi – spostamenti del palo di spigolo, fila 2.

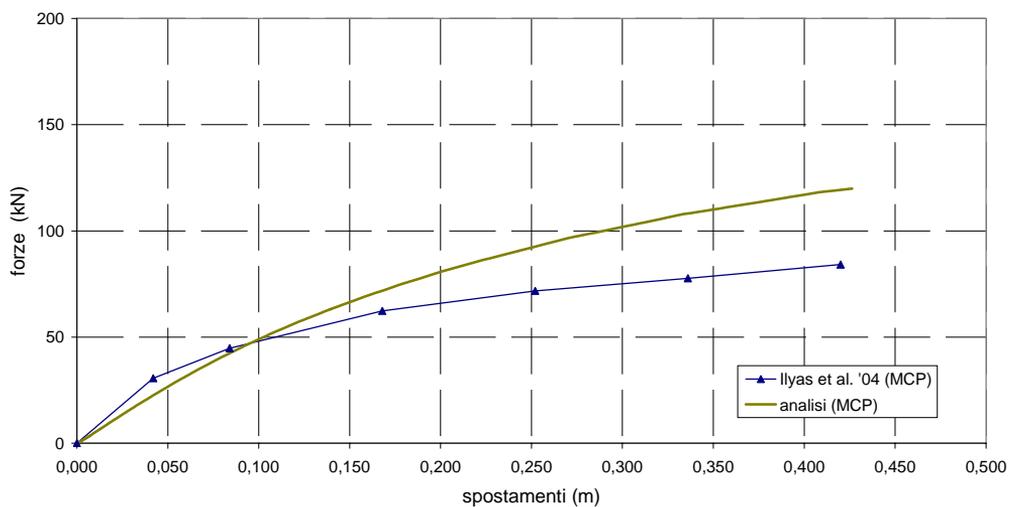


Figura 6.109. Ilyas et al. (2004), argille NC, 3D, gruppo 3x3: curve carichi – spostamenti del palo centrale, fila 2.

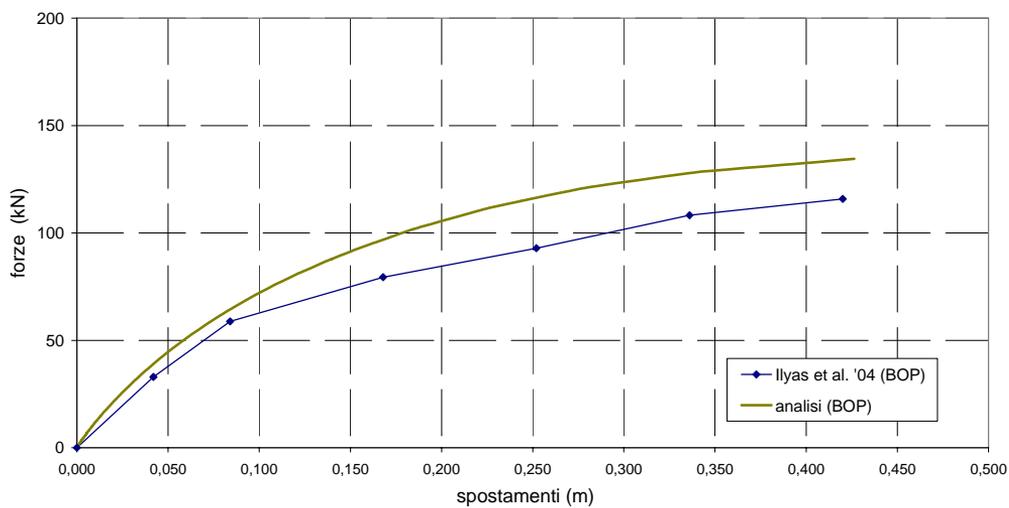


Figura 6.110. Ilyas et al. (2004), argille NC, 3D, gruppo 3x3: curve carichi – spostamenti del palo di spigolo, fila 3.

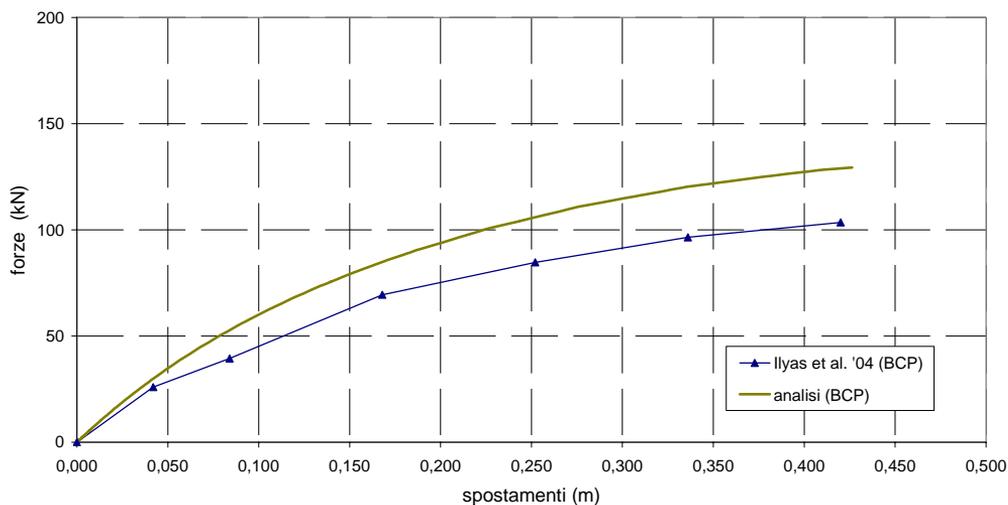


Figura 6.111. Ilyas et al. (2004), argille NC, 3D, gruppo 3x3: curve carichi – spostamenti del palo centrale, fila 3.

In figura 6.112 si riporta, infine, l'andamento del momento massimo misurato sul palo di spigolo della prima fila (*Front Outer Pile*) del gruppo 3x3 (sabbie NC, interasse 3D) al variare degli spostamenti, posto a confronto con i dati ottenuti con il programma NAPHOL. I due andamenti sono in forte disaccordo fra loro. Analogo disaccordo è stato ritrovato anche in relazione agli altri gruppi di pali. La forte differenza fra gli andamenti del momento flettente sperimentale e analitico, a fronte dell'ottima sovrapponibilità dei risultati in termini di curve carichi – spostamenti, è difficilmente spiegabile. Tali confronti, uniti alla considerazione che i valori di momento flettente misurati da ILYAS ET AL. (2004) sono insolitamente bassi, inducono a ritenere che la lettura delle sollecitazioni sui pali modello durante la realizzazione della prova in centrifuga sia errata.

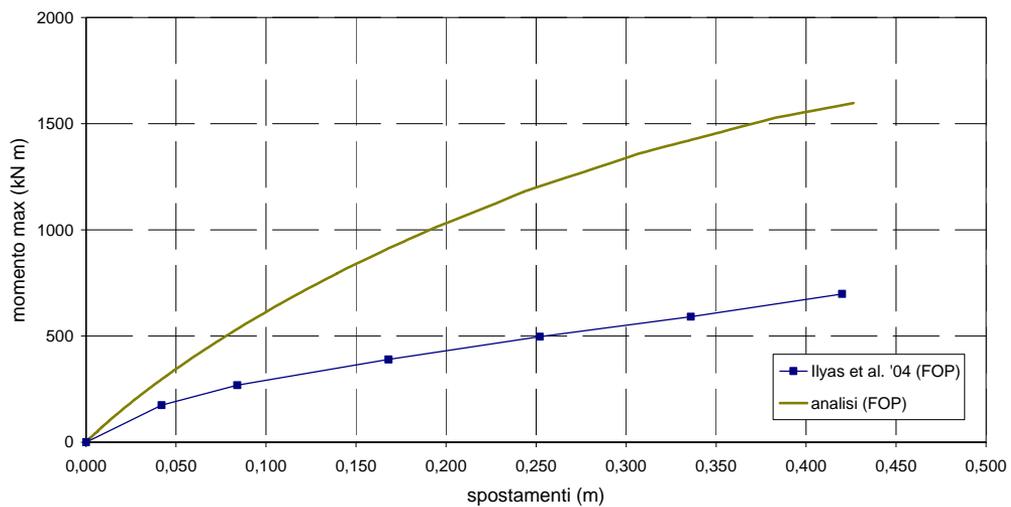


Figura 6.112. Ilyas et al. (2004), argille NC, 3D, gruppo 3x3: curve spostamenti – momenti massimi del palo di spigolo, fila 1.

6.2 ANALISI DEI RISULTATI

Le analisi a ritroso realizzate con il programma di calcolo NAPHOL hanno riguardato un complesso di 36 gruppi di pali. La tabella 6.1 riassume il totale dei casi analizzati ripartendoli, a seconda del tipo di terreno, fra prove eseguite su pali in vera grandezza e prove in centrifuga. L'appartenenza del caso all'ambito dei terreni incoerenti o coesivi, in terreni stratificati, è dettata dalle caratteristiche del primo strato.

La realizzazione di prove di carico su gruppi in vera grandezza può rivelarsi tecnologicamente impegnativa ed economicamente dispendiosa. Per questo motivo, in tale campo, sta divenendo sempre più d'attualità l'utilizzo della centrifuga. Come si evince dalla tabella, il numero più cospicuo di prove analizzate è relativo proprio a prove eseguite in centrifuga.

Terreno	N° casi	Pali in vera grandezza		Prove in centrifuga
		Pali in acciaio	Pali in calcestruzzo	
incoerente	22	2	3	17
coesivo	14	3	0	11

Tabella 6.1. Analisi a ritroso su gruppi di pali: numero di casi.

Nella tabella 6.2 sono riportate, in dettaglio, le caratteristiche delle prove realizzate sui gruppi di pali in terreni incoerenti. Analogamente, la tabella 6.3 riporta i dati relativi alle prove realizzate in terreni coesivi. Per ciascuno dei casi sono riportate le caratteristiche dei pali (materiale, vincolo in testa, diametro), le dimensioni del gruppo (configurazione geometrica e interasse relativo) e le caratteristiche di prova (spostamento massimo y_{max} e carico massimo H_{max} raggiunti, nonché il livello di spostamento della prova, definito come rapporto y_{max}/D).

Come nei casi relativi ai pali singoli, si constata come le prove realizzate in centrifuga consentano di raggiungere livelli di spostamento maggiori rispetto alle prove su pali reali.

Le analisi a ritroso sui gruppi di pali sono condotte assegnando al terreno la medesima caratterizzazione meccanica identificata in riferimento alla prova su palo singolo: gli stessi parametri e profili di resistenza, gli stessi valori di modulo elastico. Si rammenta, difatti, che per tutti i casi di prove sul gruppo, gli autori hanno parallelamente previsto la realizzazione di una prova di carico su palo singolo, eseguita a scopo di comparazione. Tali prove sono state analizzate nel capitolo 5. Si rimanda dunque alle tabelle 5.21 e 5.23 per le informazioni relative alle caratteristiche dei terreni.

autori	tipo palo	vincolo in testa	D (m)	gruppo	interasse	H_{max} (kN)	Y_{max} (mm)	Y_{max}/D
Brown et al. '88	tubolare in acciaio	cerniera	0,273	3 x 3	3D	803	41	0,15
Rollins et al. '05	tubolare in acciaio	cerniera	0,324	3 x 3	3,3D	470	35	0,11

media
0,13

Tabella 6.2.a. Prove su gruppi di pali in acciaio (terreni incoerenti).

autori	tipo palo	vincolo in testa	D (m)	gruppo	interasse	H_{max} (kN)	Y_{max} (mm)	Y_{max}/D
Huang et al. '01 (battuto)	tubolare in cis	incastrato - cerniera	0,800	3 x 4	3D	9220	13	0,02
Huang et al. '01 (trivellato)	circolare in cis	incastrato	1,500	2 x 3	3D	10980	29	0,02
Ruesta & Townsend '97	quadrato in cis	cerniera	0,760	4 x 4	3D	4119	70	0,09

media
0,04

Tabella 6.2.b. Prove su gruppi di pali in calcestruzzo (terreni incoerenti).

autori	tipo palo	vincolo in testa	D (m)	gruppo	interasse	H_{max} (kN)	Y_{max} (mm)	Y_{max}/D
McVay et al. '95 (D ₁ = 33%)	tubolare in acciaio	cerniera	0,430	3 x 3	3D	755	65	0,15
McVay et al. '95 (D ₁ = 33%)	tubolare in acciaio	cerniera	0,430	3 x 3	5D	1107	80	0,19
McVay et al. '95 (D ₁ = 55%)	tubolare in acciaio	cerniera	0,430	3 x 3	3D	1053	75	0,17
McVay et al. '95 (D ₁ = 55%)	tubolare in acciaio	cerniera	0,430	3 x 3	5D	1428	75	0,17
McVay et al. '98 (D ₁ = 36%)	quadrato in alluminio	incastrato	0,429	3 x 3	3D	1668	90	0,21
McVay et al. '98 (D ₁ = 36%)	quadrato in alluminio	incastrato	0,429	3 x 4	3D	2212	100	0,23
McVay et al. '98 (D ₁ = 36%)	quadrato in alluminio	incastrato	0,429	3 x 5	3D	3015	110	0,26
McVay et al. '98 (D ₁ = 36%)	quadrato in alluminio	incastrato	0,429	3 x 6	3D	3398	110	0,26
McVay et al. '98 (D ₁ = 36%)	quadrato in alluminio	incastrato	0,429	3 x 7	3D	3306	80	0,19
McVay et al. '98 (D ₁ = 55%)	quadrato in alluminio	incastrato	0,429	3 x 3	3D	1970	100	0,23
McVay et al. '98 (D ₁ = 55%)	quadrato in alluminio	incastrato	0,429	3 x 4	3D	2269	80	0,19
McVay et al. '98 (D ₁ = 55%)	quadrato in alluminio	incastrato	0,429	3 x 5	3D	2965	80	0,19
McVay et al. '98 (D ₁ = 55%)	quadrato in alluminio	incastrato	0,429	3 x 6	3D	3144	70	0,16
McVay et al. '98 (D ₁ = 55%)	quadrato in alluminio	incastrato	0,429	3 x 7	3D	4080	80	0,19
Remaud et al. '98	tubolare in alluminio	cerniera	0,720	1 x 2	2D	1176	100	0,14
Remaud et al. '98	tubolare in alluminio	cerniera	0,720	1 x 2	4D	1215	90	0,13
Remaud et al. '98	tubolare in alluminio	cerniera	0,720	1 x 2	6D	1032	70	0,10

media
0,19

Tabella 6.2.c. Prove su gruppi di pali in centrifuga (terreni incoerenti).

autori	tipo palo	vincolo in testa	D (m)	gruppo	interasse	H _{max} (kN)	Y _{max} (mm)	Y _{max} /D
Brown et al. '87	tubolare in acciaio	cerniera	0,273	3 x 3	3D	701	57	0,21
Rollins et al. '05	tubolare in acciaio	cerniera	0,324	3 x 5	3,92D	1567	83	0,26
Rollins et al. '98	tubolare in acciaio	cerniera	0,324	3 x 3	3D	919	59	0,18

media

0,22

Tabella 6.3.a. Prove su gruppi di pali in acciaio (terreni coesivi).

autori	tipo palo	vincolo in testa	D (m)	gruppo	interasse	H _{max} (kN)	Y _{max} (mm)	Y _{max} /D
Ilyas et al. '04, NC	quadrato in alluminio	cerniera	0,840	1 x 2	3D	377	450	0,54
Ilyas et al. '04, NC	quadrato in alluminio	cerniera	0,840	2 x 2	3D	662	450	0,54
Ilyas et al. '04, NC	quadrato in alluminio	cerniera	0,840	3 x 3	3D	1303	500	0,60
Ilyas et al. '04, NC	quadrato in alluminio	cerniera	0,840	4 x 4	3D	2464	550	0,65
Ilyas et al. '04, NC	quadrato in alluminio	cerniera	0,840	2 x 3	5D	1243	450	0,54
Ilyas et al. '04, NC	quadrato in alluminio	cerniera	0,840	3 x 3	5D	1949	450	0,54
Ilyas et al. '04, OC	quadrato in alluminio	cerniera	0,840	1 x 2	3D	447	450	0,54
Ilyas et al. '04, OC	quadrato in alluminio	cerniera	0,840	2 x 2	3D	944	500	0,60
Ilyas et al. '04, OC	quadrato in alluminio	cerniera	0,840	3 x 3	3D	1758	600	0,71
Ilyas et al. '04, OC	quadrato in alluminio	cerniera	0,840	2 x 3	5D	2089	800	0,95
Ilyas et al. '04, OC	quadrato in alluminio	cerniera	0,840	3 x 3	5D	2922	750	0,89

media

0,64

Tabella 6.3.b. Prove su gruppi di pali in centrifuga (terreni coesivi).

Per fornire una rappresentazione d'insieme dei risultati ottenuti analizzando con il programma NAPHOL le prove sui gruppi di pali, si è ritenuto utile realizzare dei grafici che pongano a confronto i carichi agenti sul gruppo misurati durante la prova e quelli calcolati con il codice, in corrispondenza di due definiti valori di spostamento: lo spostamento massimo di prova y_{max} e uno spostamento $y = 0,5 y_{max}$. La modalità di rappresentazione dei dati è del tutto analoga a quella relativa alle analisi sul palo singolo.

Nei grafici che seguono non sono riportati i dati relativi alla prova condotta da BROWN ET AL. (1987), stanti le incertezze legate alla sua corretta analisi a ritroso (paragrafo 6.1.2.1).

Nella figura 6.113 è riportato il confronto tra carichi misurati e carichi calcolati in relazione ad uno spostamento $y = 0,5 y_{max}$. Analogamente in figura 6.114 è riportato il confronto relativo a $y = y_{max}$. I grafici contengono sia i dati relativi ai terreni incoerenti sia i dati relativi ai terreni coesivi.

Quasi tutti i punti dei due diagrammi si collocano all'interno della fascia di variabilità del $\pm 20\%$, ritenuta un campo di indeterminazione fisiologico nella risoluzione dei problemi geotecnici.

Fra i punti che più significativamente non rientrano in tale fascia è compreso, ad esempio, il caso di HUANG ET AL. (2001, gruppo di pali battuti). In tale circostanza, la presenza di un vincolo reale piastra – palo con caratteristiche intermedie tra quelle di incastro e quelle di cerniera, non consente al codice di calcolo una corretta riproducibilità del caso.

Per quanto i risultati ottenuti siano ritenuti più che soddisfacenti, si nota come la dispersione dei dati sui diagrammi sia più significativa di quella riscontrata in relazione alle analisi sul palo singolo. La maggiore indeterminazione nella riproducibilità dei dati sperimentali, nel passaggio da un'analisi del palo singolo a quella dei gruppi di pali, è una circostanza usuale e si rinviene, ad esempio, anche nello studio della risposta dei pali soggetti ad azioni verticali (MANDOLINI, 1994).

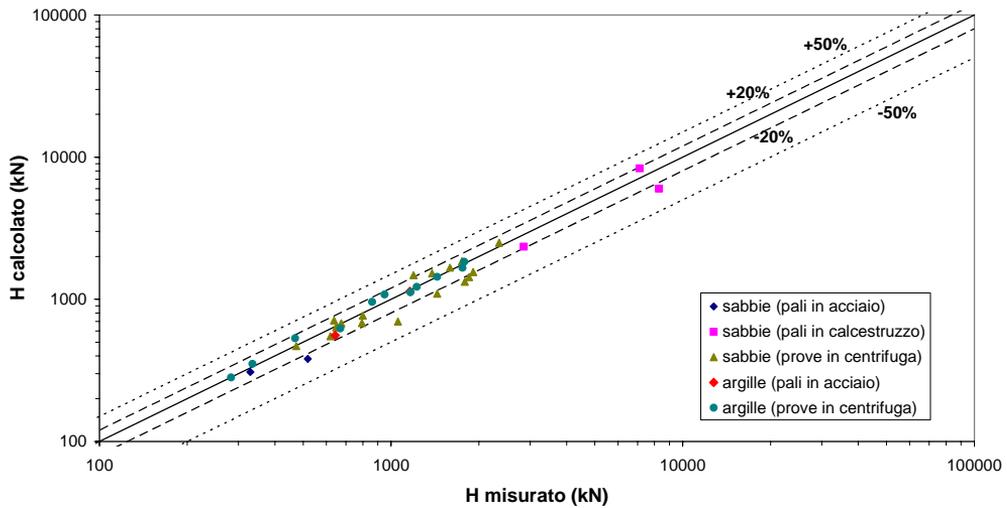


Figura 6.113. Raffronto fra il carico misurato in prova e quello dedotto con il codice di calcolo per uno spostamento della testa del palo $y = 0,5 y_{max}$ (gruppi di pali).

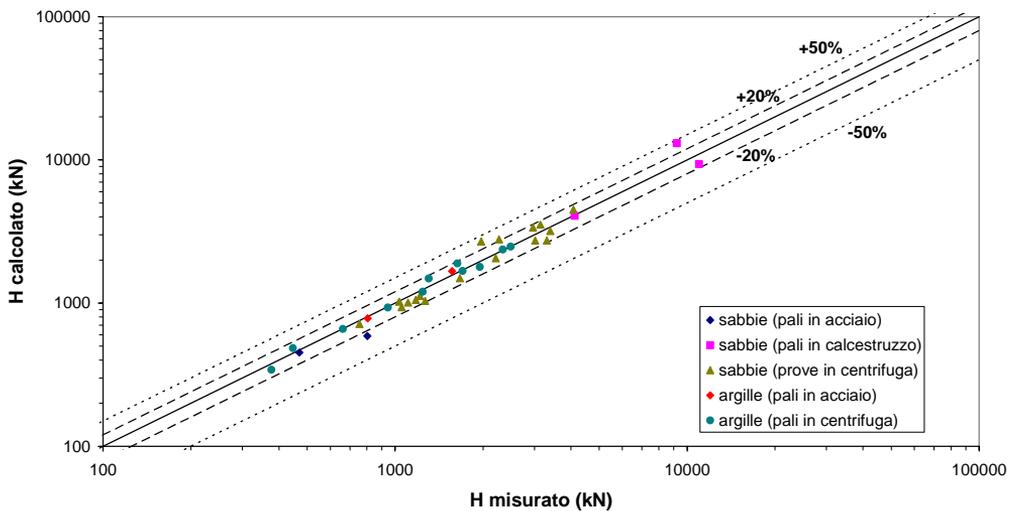


Figura 6.114. Raffronto fra il carico misurato in prova e quello dedotto con il codice di calcolo per uno spostamento della testa del palo $y = y_{max}$ (gruppi di pali).

Nelle figure 6.115 e 6.116 gli stessi andamenti (confronto carico misurato – carico calcolato per due livelli di spostamento: $y = 0,5 y_{max}$ e $y = y_{max}$) sono riportati in relazione alle analisi condotte sui gruppi senza introdurre nel modello una distanza di estinzione degli effetti di interazione tra pali. In questa circostanza, un gran numero di punti fuoriesce dalla fascia di variabilità del $\pm 20\%$; una cospicua

percentuale delle analisi si mostra troppo cautelativa (il carico stimato è minore del carico reale).

Il confronto tra le figure 6.115 e 6.116 (relative ad analisi senza la distanza di estinzione) e le figure 6.113 e 6.114 (analisi con distanza di estinzione) evidenzia i benefici effetti di questo elemento di modellazione ai fini della riproducibilità della risposta sperimentale.

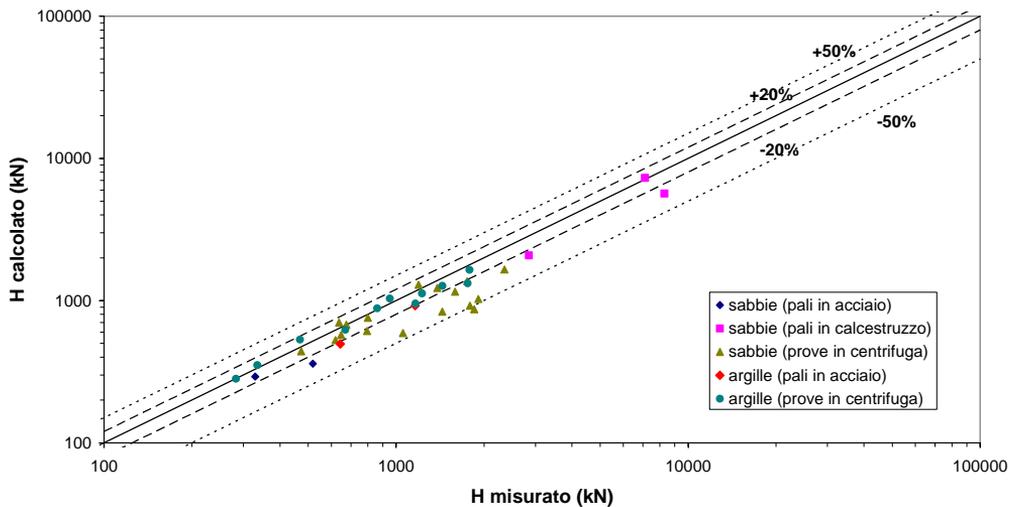


Figura 6.115. Raffronto fra il carico misurato in prova e quello dedotto con il codice di calcolo per uno spostamento della testa del palo $y = 0,5 y_{max}$ (gruppi di pali; analisi senza la distanza di estinzione).

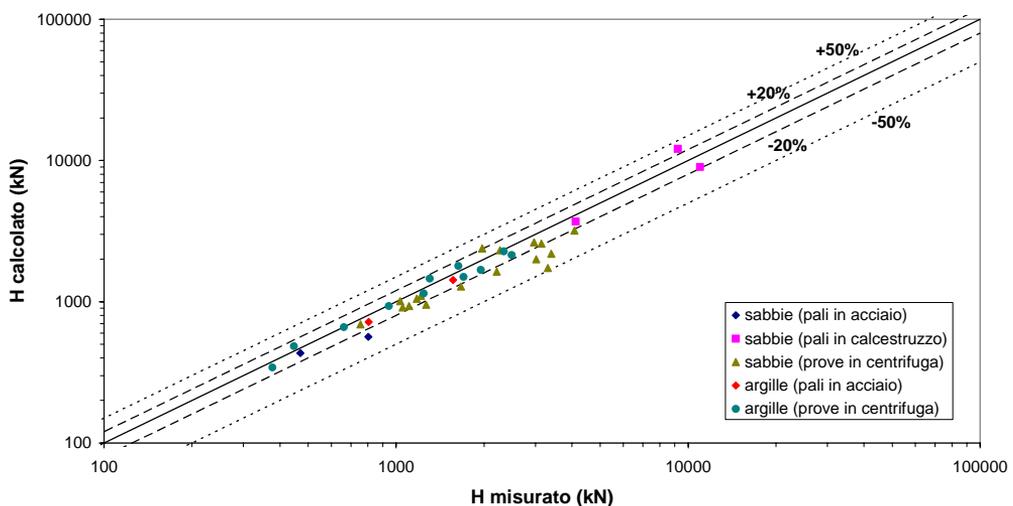


Figura 6.116. Raffronto fra il carico misurato in prova e quello dedotto con il codice di calcolo per uno spostamento della testa del palo $y = y_{max}$ (gruppi di pali; analisi senza la distanza di estinzione).

Nelle figure 6.117 e 6.118 si riportano i confronti tra carico misurato e carico calcolato riferiti alla prima fila di pali dei gruppi (sempre in corrispondenza di livelli di spostamento $y = 0,5 y_{\max}$ ed $y = y_{\max}$). Le figure 6.119 e 6.120 sono riferite alla seconda fila dei gruppi; le figure 6.121 e 6.122 alla terza. Si tenga conto che i gruppi considerati hanno dimensioni diverse. Il numero di dati a disposizione è minore del numero complessivo di gruppi analizzati, poiché non tutte le prove prevedevano la misura della ripartizione dei carichi tra le file.

Le figure indicano che la riproduzione dei dati sperimentali è ottima per la prima fila (dati tutti contenuti nel intervallo del $\pm 20\%$); discreta per la terza fila. La fila per la quale i risultati sperimentali e quelli analitici risultano più marcatamente in disaccordo è la seconda. In particolare, il programma di calcolo sottostima la rigidezza dei pali della seconda fila. Tale risultato è parso particolarmente evidente, ad esempio, nei casi di BROWN ET AL. (1988) o di McVAY ET AL. (1995).

La causa di tale sottostima è da ricercare, probabilmente, nel valore di pressione limite che il terreno può esercitare sui pali, assegnato in presenza del fenomeno di *rottura a blocco* (paragrafo 2.1.4). Per i pali della seconda fila, in particolare se disposti in terreni incoerenti, la formula indicata da FLEMING ET AL. (1985) pare troppo penalizzante.

La maggiore rigidezza della risposta dei pali della seconda fila, nei casi reali ed in particolare riferimento a terreni incoerenti, può altresì essere motivata da un miglioramento delle proprietà del terreno interposto al gruppo di pali. Quasi tutti i casi di gruppi analizzati sono costituiti da pali inseriti nel terreno mediante battitura (uniche eccezioni, il gruppo di pali trivellati di HUANG ET AL., 2001 e i pali in centrifuga di REMAUD ET AL., 1998). Se l'interasse tra i pali è ridotto, si può ritenere che al termine della battitura il terreno posto all'interno del gruppo possa risultare complessivamente più addensato e, conseguentemente, manifestare proprietà meccaniche migliori. Indicazioni sulle proprietà del terreno prima e dopo la battitura dei pali sono contenute, ad esempio, in RUESTA & TOWNSEND (1997) e HUANG ET AL. (2001). Il numero non particolarmente elevato di casi disponibili non consente, tuttavia, valutazioni di tipo quantitativo.

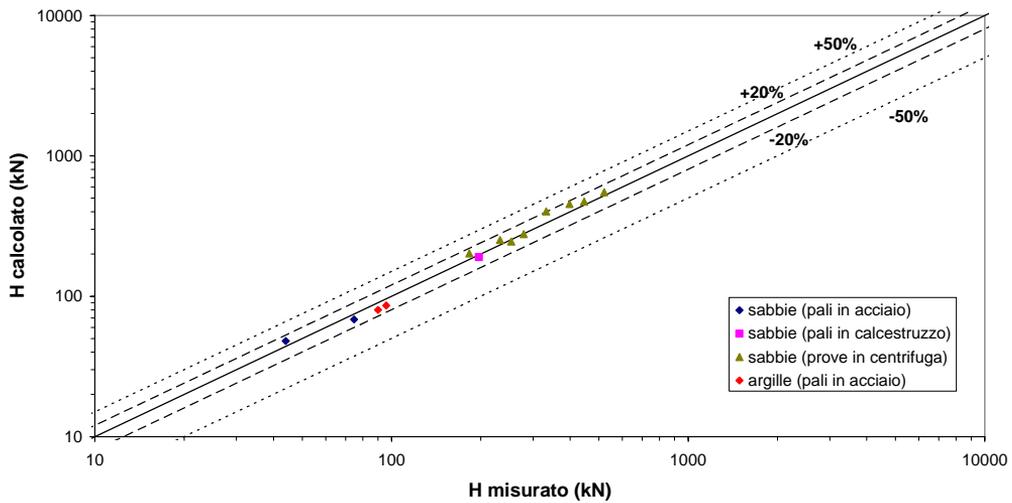


Figura 6.117. Raffronto fra il carico misurato in prova e quello dedotto con il codice di calcolo per uno spostamento della testa del palo $y = 0,5 y_{\max}$, in riferimento alla prima fila dei gruppi.

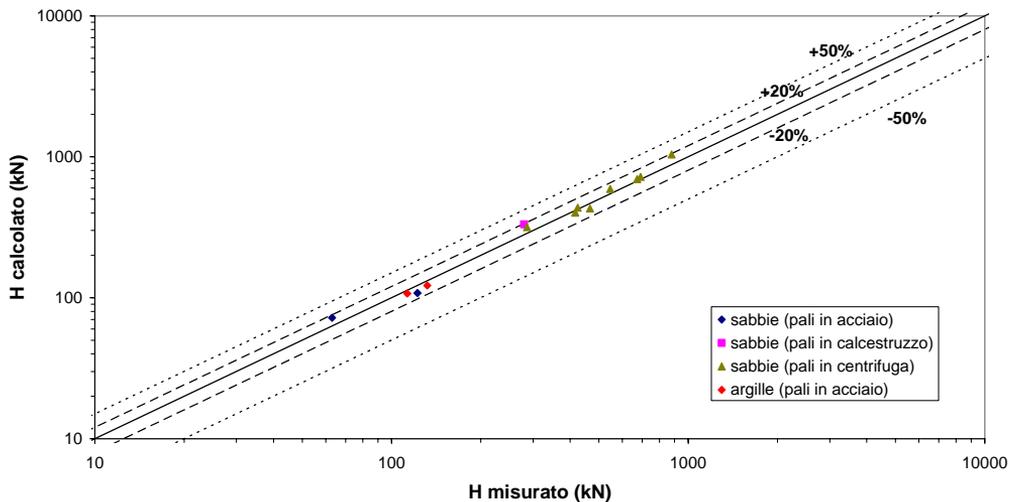


Figura 6.118. Raffronto fra il carico misurato in prova e quello dedotto con il codice di calcolo per uno spostamento della testa del palo $y = y_{\max}$, in riferimento alla prima fila dei gruppi.

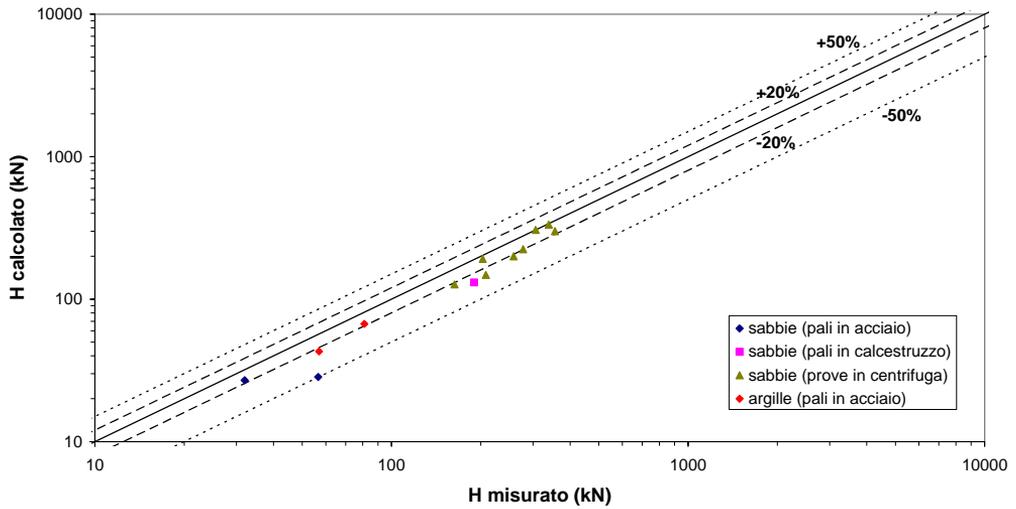


Figura 6.119. Raffronto fra il carico misurato in prova e quello dedotto con il codice di calcolo per uno spostamento della testa del palo $y = 0,5 y_{max}$, in riferimento alla seconda fila dei gruppi.

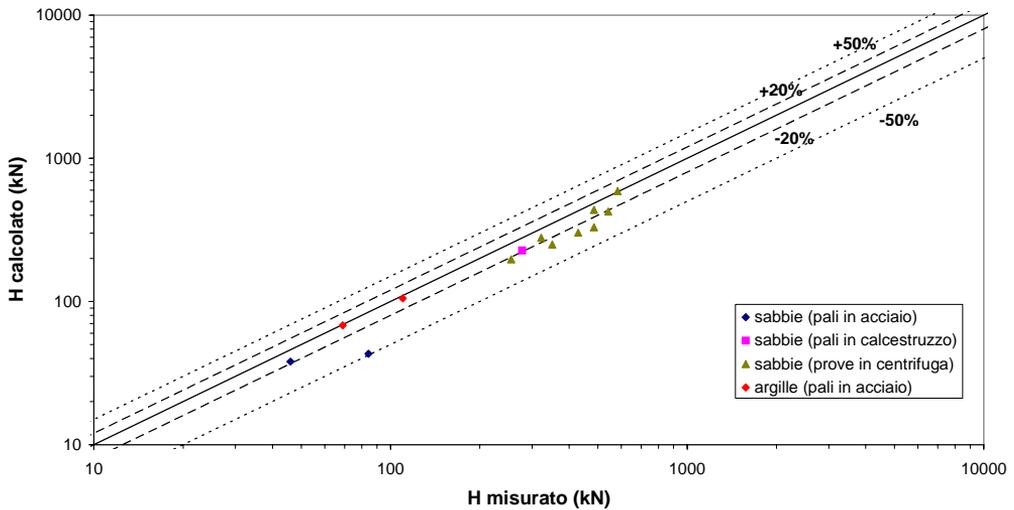


Figura 6.120. Raffronto fra il carico misurato in prova e quello dedotto con il codice di calcolo per uno spostamento della testa del palo $y = y_{max}$, in riferimento alla seconda fila dei gruppi.

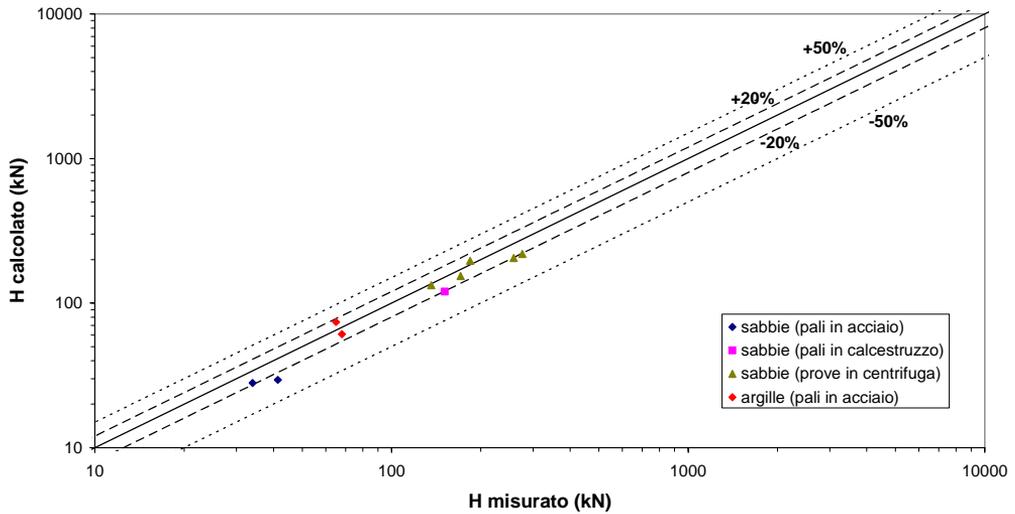


Figura 6.121. Raffronto fra il carico misurato in prova e quello dedotto con il codice di calcolo per uno spostamento della testa del palo $y = 0,5 y_{max}$, in riferimento alla terza fila dei gruppi.

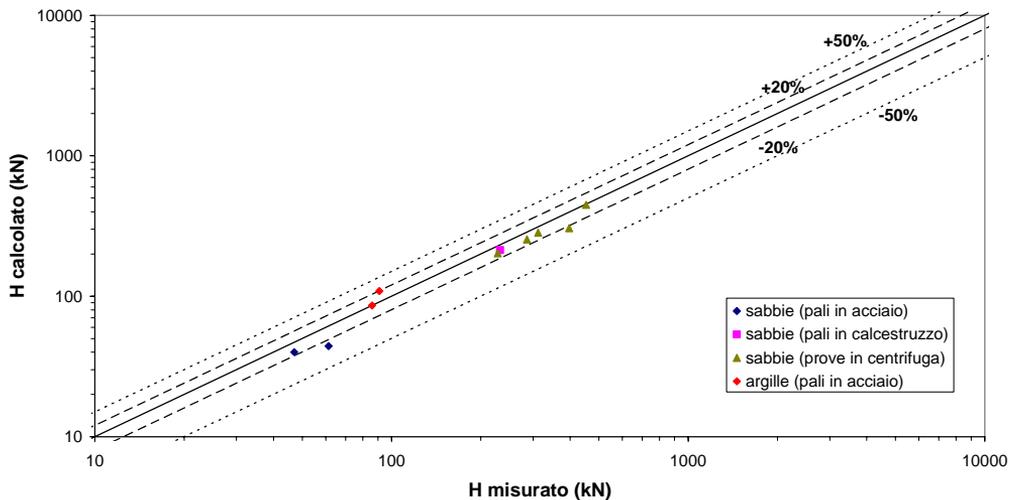


Figura 6.122. Raffronto fra il carico misurato in prova e quello dedotto con il codice di calcolo per uno spostamento della testa del palo $y = y_{max}$, in riferimento alla terza fila dei gruppi.

Nelle figure 6.123 e 6.124 si riportano, infine, i grafici che pongono a confronto i momenti flettenti massimi misurati ed i momenti flettenti massimi calcolati in corrispondenza di un carico pari al massimo carico di prova H_{max} . Le figure fanno riferimento, rispettivamente, ai momenti agenti sui pali della fila 1 e sui pali della fila 2.

I dati non sono molto numerosi; tuttavia, consentono di ottenere alcune informazioni, analoghe a quelle appena esposte in riferimento alle aliquote di carico assorbite dalle singole file. La riproducibilità dei valori del momento flettente massimo per i pali della prima fila è più che buona (tutti i punti rientrano nella fascia del $\pm 20\%$); una dispersione maggiore si osserva per i pali appartenenti alla seconda fila. Le discrepanze sono da assegnare alle cause citate in precedenza e relative, probabilmente, alla eccessiva penalizzazione delle proprietà del terreno posto in corrispondenza dei pali appartenenti a tale fila.

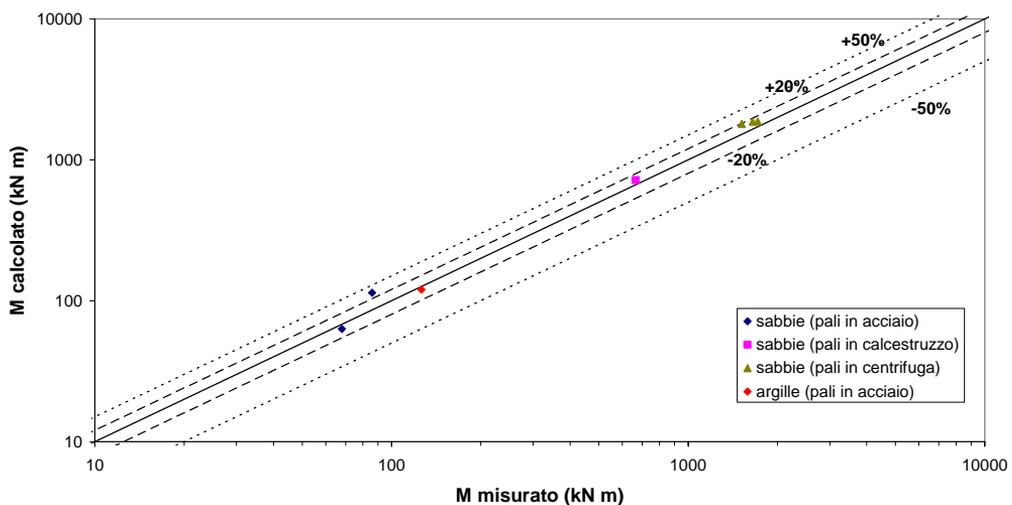


Figura 5.123. Raffronto fra il momento flettente massimo misurato in prova e quello dedotto con il codice di calcolo per un carico agente pari ad $H = H_{max}$, in riferimento alla prima fila dei gruppi.

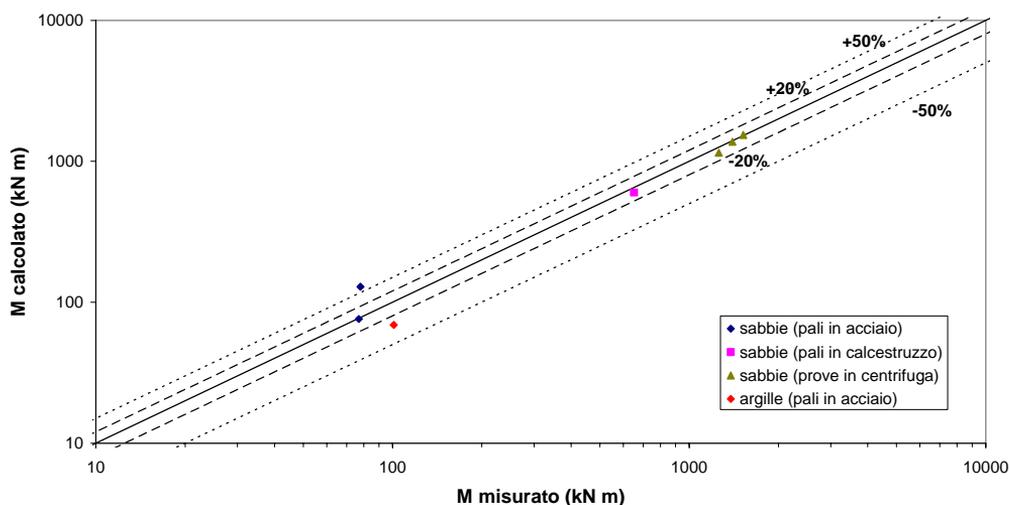


Figura 5.124. Raffronto fra il momento flettente massimo misurato in prova e quello dedotto con il codice di calcolo per un carico agente pari ad $H = H_{max}$, in riferimento alla seconda fila dei gruppi.

Un'ultima considerazione scaturisce dall'analisi del caso di ROLLINS ET AL. (2005a; paragrafo 6.1.1.4). Il codice di calcolo NAPHOL consente di differenziare la risposta dei pali posti all'interno della stessa fila, seppure in forma quantitativamente contenuta rispetto a quanto osservato sperimentalmente. Tale opportunità, tuttavia, non è contemplata da altre modellazioni, quali quelle che ricorrono, per la descrizione della risposta del gruppo, all'utilizzo di coefficienti moltiplicativi delle curve $p - y$ (paragrafo 3.1.3).

6.3 SOVRAPPOSIZIONE OTTIMALE: UN ESEMPIO

Nel paragrafo relativo all'analisi dei risultati del gruppo si è constatato come, sovente, la previsione con il codice NAPHOL della rigidezza dei pali appartenenti alla seconda fila sia sottostimata. A titolo d'esempio sono riportati, di seguito, i risultati ottenuti realizzando un'analisi a ritroso con l'obiettivo di ottenere una sovrapposizione ottimale (*best match*) tra i dati sperimentali e quelli di calcolo.

La prova su gruppo di pali cui si fa riferimento è quella realizzata da BROWN ET AL. (1988). I risultati ottenuti con l'analisi *ordinaria* sono esposti nel paragrafo 6.1.1.1.

L'analisi finalizzata alla *sovrapposizione ottimale* ha previsto che la resistenza limite per unità di lunghezza esercitata dal terreno sui pali della seconda e terza fila, per effetto del fenomeno di rottura a blocco, fosse opportunamente corretta, mediante due coefficienti (C_1 e C_2) di natura totalmente empirica. Nella fattispecie, si è assunto:

$$P_u = C_1 \cdot (2 \cdot s \cdot \sigma'_v \cdot \tan \phi) \quad \text{con } C_1 = 3,4 \quad (6.1)$$

$$P_u = C_2 \cdot (2 \cdot s \cdot \sigma'_v \cdot \tan \phi) \quad \text{con } C_2 = 2,1 \quad (6.2)$$

per la seconda e terza fila, rispettivamente.

In figura 6.125 si riporta la curva carichi – spostamenti ottenuta con la procedura di *sovrapposizione ottimale* (analisi 2), posta a confronto con la curva sperimentale e con la curva analitica ottenuta con l'analisi numerica di tipo *ordinario* (analisi 1). Il miglioramento della previsione del dato sperimentale è evidente.

Ancor più significativo è il confronto relativo alle curve carichi – spostamenti riferiti alla seconda e alla terza fila (*Middle Row* e *Back Row*; figure 6.126 e 6.127). Nuovamente, l'analisi 1 è quella *ordinaria*, l'analisi 2 quella finalizzata alla *sovrapposizione ottimale*. Lo stesso raffronto è riferito ai momenti flettenti massimi agenti sui pali delle citate file (figure 6.128 e 6.129).

Evidentemente, in base all'obiettivo proposto, l'accordo con il dato sperimentale dell'analisi 2 è sensibilmente migliore, in particolare in riferimento all'andamento dei momenti flettenti.

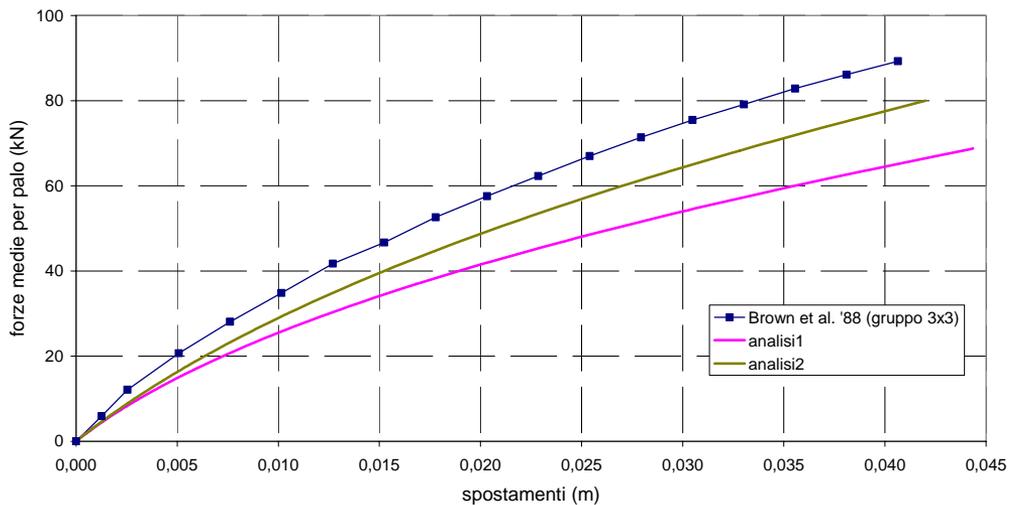


Figura 6.125. Brown et al. (1988), gruppo 3x3: curve carichi – spostamenti in un’analisi di sovrapposizione ottimale.

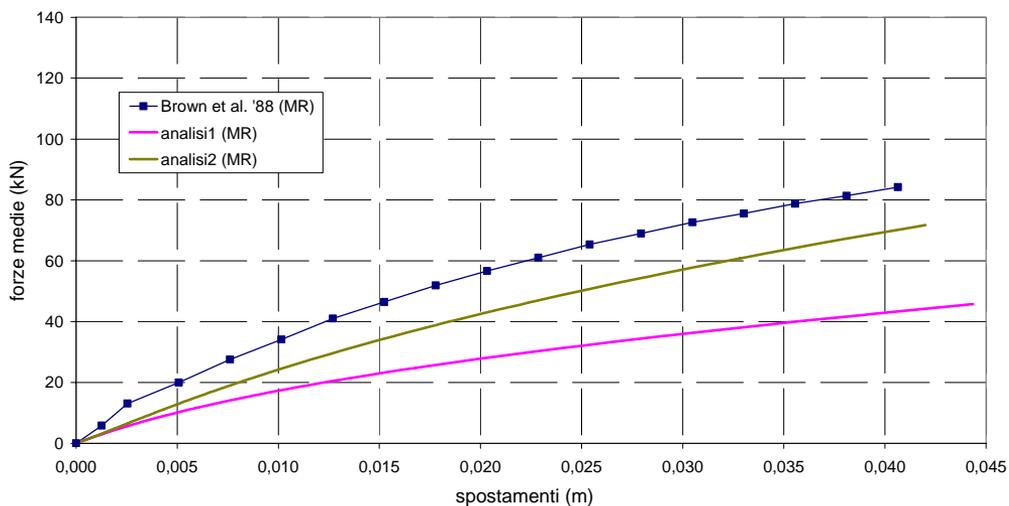


Figura 6.126. Brown et al. (1988), fila 2: curve carichi – spostamenti in un’analisi di sovrapposizione ottimale.

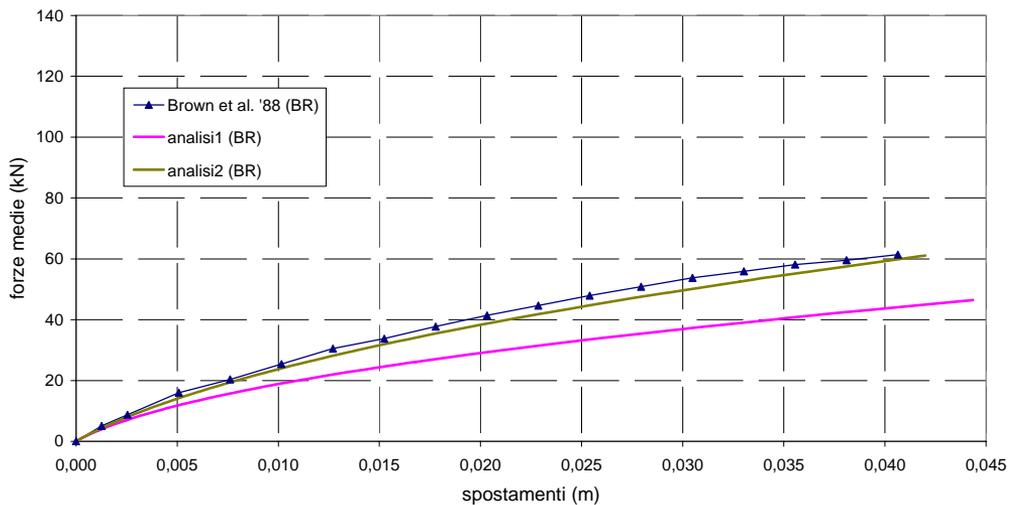


Figura 6.127. Brown et al. (1988), fila 3: curve carichi – spostamenti in un’analisi di sovrapposizione ottimale.

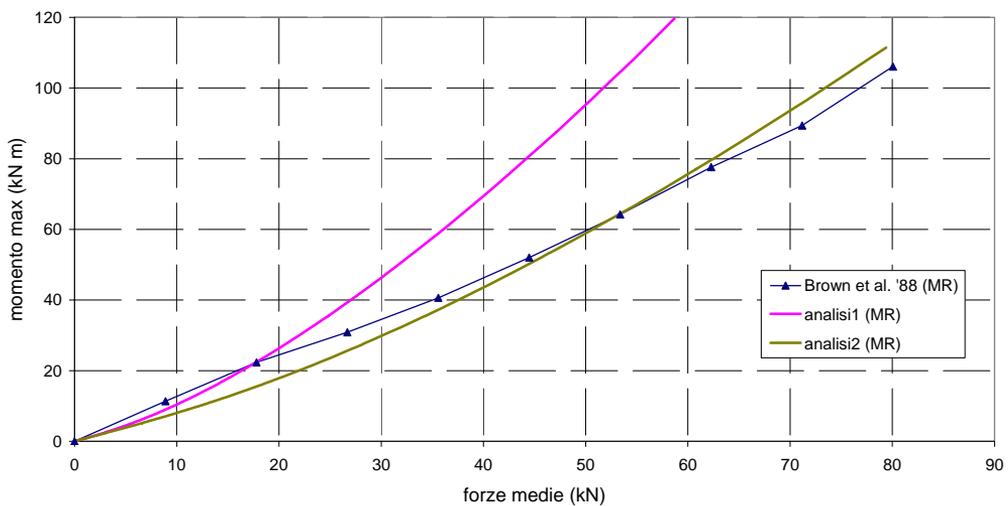


Figura 6.128. Brown et al. (1988), fila 2: curve carichi – momenti massimi in un’analisi di sovrapposizione ottimale.

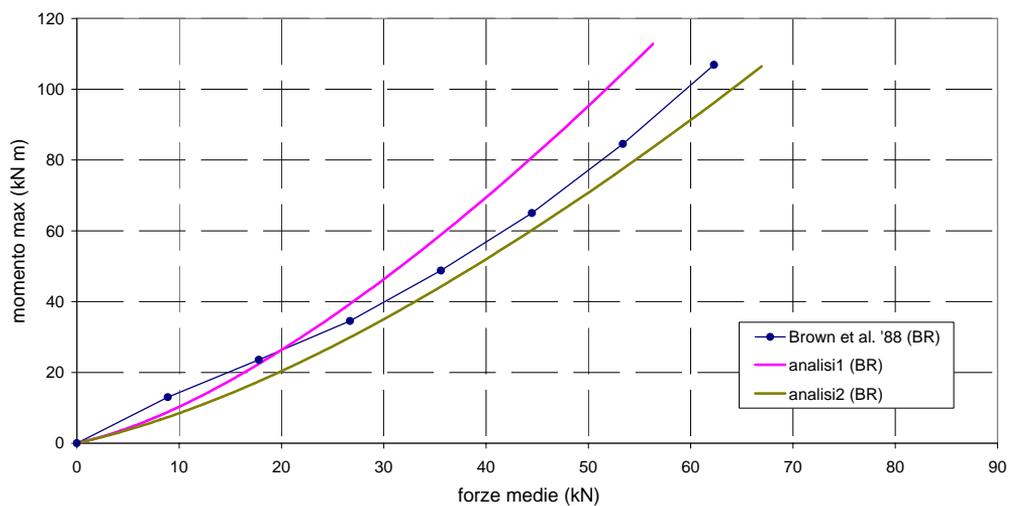


Figura 6.129. Brown et al. (1988), fila 3: curve carichi – momenti massimi in un'analisi di sovrapposizione ottimale.

CAPITOLO 7

SOMMARIO E CONCLUSIONI

La presente Tesi è dedicata allo studio del comportamento dei pali di fondazione, singoli ed in gruppo, soggetti a carichi orizzontali statici.

Il lavoro è suddiviso in due parti.

La prima parte, che comprende i capitoli 1, 2 e 3, è dedicata ad un'analisi critica della letteratura sull'argomento. In primo luogo (capitolo 2) è stata raccolta e passata in rassegna l'evidenza sperimentale disponibile; quest'ultima è assai ricca, con indagini in vera grandezza e in scala ridotta, e consente di mettere in luce gli aspetti tipici della risposta dei pali singoli e in gruppo. Sono stati quindi studiati e posti a confronto fra loro i principali modelli di analisi disponibili per lo studio di tale problema, con particolare riguardo a quelli che modellano il terreno come un mezzo continuo. I numerosi ed interessanti studi parametrici condotti da diversi autori permettono di individuare le grandezze meccaniche e geometriche del sistema palo – terreno che più significativamente influenzano la risposta (capitolo 3).

La seconda parte della Tesi, che comprende i capitoli 4, 5 e 6, è dedicata allo sviluppo ed alla validazione di un codice di calcolo, in cui il terreno è modellato come un continuo elastico e si fa uso del metodo agli elementi di contorno. Il codice di calcolo, denominato NAPHOL (*Non-linear Analysis of Piles under HORIZONTAL Load*), consente di studiare il comportamento dei pali singoli e dei gruppi di pali soggetti a carichi orizzontali. Le ipotesi su cui è basato il modello, lo sviluppo del programma di calcolo ed un'estensiva serie di analisi parametriche condotte con lo stesso programma sono riportati nel capitolo 4. Il programma NAPHOL è stato quindi validato attraverso l'analisi a ritroso dei risultati di prove di carico orizzontale ben documentate in letteratura. A tal fine, nel capitolo 5 sono state prese in esame prove su pali singoli e nel capitolo 6 prove su gruppi di pali di varia geometria. La procedura di analisi utilizzata per eseguire le analisi a ritroso dei casi reali, ed in particolare la tecnica di determinazione dei parametri caratteristici del modello, vengono illustrate in dettaglio.

La presente Tesi si inserisce in un più ampio programma di ricerca sul comportamento delle fondazioni profonde, in corso da molti anni presso il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica dell'Università di Napoli Federico II. Il programma sviluppato finora è stato rivolto allo studio dei carichi verticali, facendo uso del metodo degli elementi di contorno. Fra l'altro, erano stati messi a punto programmi di calcolo come GRUPPALO (MANDOLINI, 1994) e NAPRA

(RUSSO, 1996). Questo ha orientato anche la presente Tesi ad una trattazione dello stesso tipo, nella prospettiva di giungere ad un programma che consideri contemporaneamente condizioni di carico verticale ed orizzontale.

Entrando in maggior dettaglio, il primo capitolo della Tesi definisce l'oggetto del lavoro. Sono stati considerati pali ad asse verticale, escludendo dunque le fondazioni nelle quali sono presenti pali inclinati. Non sono stati presi in esame i cosiddetti pali passivi (DE BEER, 1977), soggetti a carichi laterali per effetto di movimenti orizzontali del terreno circostante.

Sono stati considerati solo carichi statici; la determinazione delle proprietà del terreno è dunque riferita a tale modalità di carico, che peraltro è la più diffusa nelle applicazioni di Ingegneria. E' stata trascurata l'interazione fra la struttura di collegamento dei pali ed il terreno; in altri termini, la struttura di collegamento è stata considerata non a contatto con il terreno. La considerazione del contributo della piastra di fondazione all'assorbimento dei carichi esterni costituirà una logica evoluzione del lavoro svolto in questa Tesi, analogamente a quanto è stato fatto per i carichi verticali nel passaggio dal programma GRUPPALO al programma NAPRA.

Il capitolo 2 presenta un compendio delle evidenze sperimentali circa la risposta di pali singoli in vera grandezza soggetti a carichi orizzontali.

Sono stati individuati alcuni aspetti tipici della risposta; ad esempio, nella maggior parte dei casi reali, i pali si comportano come elementi *flessibili* (o *infinitamente lunghi*). Gli spostamenti lungo il fusto, le sollecitazioni agenti sul palo e le tensioni indotte sul terreno tendono a divenire trascurabili ad una profondità non molto elevata, dell'ordine di 10 – 15 volte il diametro del palo. Tale profondità individua la *lunghezza critica* del palo; la lunghezza reale, invece, è ininfluyente ai fini della risposta globale. Questa considerazione mette in luce l'importanza di una corretta caratterizzazione del terreno in corrispondenza dei primi metri di profondità. L'esatta posizione della falda o la presenza di strati superficiali sovraconsolidati, ad esempio, sono elementi che influenzano marcatamente la risposta dei pali ai carichi orizzontali; è pertanto indispensabile che essi siano definiti in modo sufficientemente accurato.

Altri fattori di influenza primaria sono: (i) le condizioni di vincolo in testa al palo (le situazioni estreme sono di vincolo cerniera – testa libera di ruotare – e vincolo incastro – testa impedita di ruotare –) e (ii) le modalità di applicazione del carico (statico, ciclico, dinamico). Fattori quali la tecnologia di realizzazione del palo e la forma della sezione del palo hanno un'influenza minore sulla risposta. In particolare, la ridotta influenza del metodo di installazione del palo costituisce un'importante differenza rispetto al caso dei pali soggetti a carichi verticali, nei quali questo fattore ha importanza preponderante.

Sempre nel capitolo 2 sono esaminati gli aspetti caratteristici della risposta dei gruppi di pali. Si è evidenziato come i fenomeni di interazione fra i pali di un gruppo facciano sì che i pali del gruppo siano più cedevoli rispetto al palo singolo. Definendo l'efficienza η del gruppo di pali come il rapporto fra il carico medio agente su ciascun palo del gruppo ed il carico sopportato dal palo singolo, a parità di spostamento, si può affermare che l'efficienza assume valori minori dell'unità. Il valore dell'efficienza decresce al crescere del carico esterno, per divenire costante al di là di un determinato spostamento di soglia; gli effetti di interazione aumentano, dunque, al crescere del livello di carico, ma solo fino ad un certo livello. Questo risultato è opposto a quello riscontrato per i pali soggetti a carichi verticali, nei quali l'andamento dell'efficienza cresce monotonicamente al crescere della azioni esterne.

Sono state individuate le modalità di ripartizione dei tagli in testa ai pali del gruppo. Queste sono regolate da due fenomeni: l'effetto ombra (o *shadowing*) e l'effetto di bordo. Al primo è legata una disomogenea distribuzione dei tagli in testa ai pali in ragione della loro fila di appartenenza. In particolare, i pali più sollecitati, dunque i più rigidi, sono quelli appartenenti alla fila frontale. I pali delle file successive, invece, che spingono in un terreno *alterato* dal movimento in avanti delle file antistanti, risultano meno caricati. L'effetto di bordo, meno significativo dell'effetto ombra, induce una disomogenea ripartizione dei carichi tra i pali appartenenti alla stessa fila: i pali disposti in posizione periferica risultano più caricati di quelli posti in posizione centrale.

Per quanto riguarda i momenti flettenti, l'effetto ombra e la conseguente disuguale distribuzione dei carichi fanno sì che i momenti agenti sui pali della fila frontale siano più elevati di quelli relativi alle altre file. Tuttavia, se i momenti vengono normalizzati rispetto al taglio agente in testa, i pali proporzionalmente più sollecitati risultano quelli delle file successive alla prima. Anche la profondità della sezione di momento massimo, per pali liberi di ruotare in testa, è maggiore per i pali delle file successive alla prima. Confrontando le sollecitazioni dei pali del gruppo con quelle cui è sottoposto il palo singolo, a parità di carico, si constata come i primi presentino valori di momento maggiori.

Nel capitolo 2 sono anche richiamati i valori della resistenza ultima dei terreni incoerenti e coesivo, e la sua distribuzione con la profondità, così come definiti in letteratura da differenti autori. Infine, viene esaminato il fenomeno di *rottura a blocco*, che caratterizza pali caricati da azioni orizzontali e disposti ad interasse ridotto.

Il capitolo 3 è dedicato alla descrizione dei modelli di analisi utilizzati per lo studio del problema dei pali soggetti a carichi orizzontali. Questi sono ricondotti a tre tipologie:

- 1) modelli alla Winkler;
- 2) modelli di continuo elastico;
- 3) modelli di continuo deformabile con relazione costitutiva diversa dall'elasticità lineare.

I modelli appartenenti alla prima categoria schematizzano il terreno come una serie di molle indipendenti. Un modello di questo tipo è intrinsecamente incapace di tenere conto delle interazioni reciproche fra i pali di un gruppo; si ricorre allora a coefficienti moltiplicativi, minori di uno, che riducono la rigidezza delle molle, al fine di portare in conto gli effetti di interazione. I modelli alla Winkler sono ancora oggi molto diffusi; il loro principale limite è costituito appunto dall'impossibilità di rappresentare la continuità del terreno.

Alla seconda e alla terza categoria afferiscono, invece, modelli nei quali il terreno è rappresentato da un continuo deformabile. I modelli di continuo elastico sono risolti con metodi numerici agli elementi di contorno (BEM; *Boundary Element Method*) o agli elementi finiti (FEM; *Finite Element Method*). Modelli di continuo deformabile, in cui i legami costitutivi sono più complessi dell'elasticità lineare (elasticità non lineare, plasticità perfetta o con incrudimento isotropo o cinematico, viscoelasticità e viscoplasticità, modelli a superfici annidate, ipoplasticità), sono usualmente risolti con metodi FEM. Attenzione particolare è stata rivolta ai modelli della seconda categoria; le ipotesi di modellazione più semplici consentono, per questi, la realizzazione di estese analisi parametriche.

Sempre nel capitolo 3 sono esposte, in forma comparata, le analisi parametriche realizzate da differenti autori con i modelli di continuo elastico. Tali analisi, qualitativamente concordi fra loro, evidenziano l'influenza dei diversi parametri del sistema palo – terreno sulla risposta del palo. In un'analisi prettamente elastica, il parametro di maggiore rilievo è costituito dalla rigidezza relativa K , definita come rapporto tra il modulo di elasticità del palo E_p e quello del terreno E_s . Scarsa rilevanza, agli effetti delle considerazioni sulla lunghezza critica, riveste la snellezza del palo L/D . Le analisi non lineari evidenziano forti incrementi degli spostamenti in testa e dei valori di sollecitazione massima registrati sul palo; notevole importanza riveste la definizione del profilo di resistenza del terreno, in particolare in corrispondenza dei primi metri di profondità.

Le analisi parametriche sono rivolte, altresì, allo studio della risposta della coppia dei pali e alla individuazione dei relativi *coefficienti di interazione*. Questi dipendono, oltre che dai parametri meccanici, dalla distanza relativa tra la coppia di pali (interasse) e dall'angolo formato dalla direzione di azione della forza e la congiungente gli assi dei pali (angolo di deviazione). La determinazione dei coefficienti di interazione è finalizzata alla possibilità di estendere l'analisi dalla coppia di pali al gruppo generico di n pali, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti.

Vengono espone alcune considerazioni sui valori consigliati dai diversi autori per la scelta del modulo elastico del terreno E_s .

Il capitolo 4, nella sua prima parte, è dedicato alla descrizione del codice di calcolo NAPHOL. In analogia con i precedenti codici realizzati al DIG, il terreno viene modellato come un semispazio elastico. Il metodo risolutivo adottato è quello degli elementi di contorno (BEM). Il palo è modellato come una lama sottile, caratterizzata da una larghezza D , pari al diametro o alla larghezza del palo reale in direzione normale a quella della forza agente, ed una rigidezza flessionale $E_p I_p$, corrispondente a quella del palo reale. Il palo è suddiviso in 60 conci, di lunghezza variabile (e crescente) con la profondità. Il sistema di equazioni risolutive prevede la scrittura di equazioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione (per il palo singolo e per i pali del gruppo) e di equazioni di congruenza. Queste ultime impongono l'uguaglianza degli spostamenti orizzontali del palo e del terreno in corrispondenza del baricentro di ciascuno dei conci. La matrice di rigidezza dei pali è determinata facendo riferimento alla teoria della trave; la matrice di rigidezza del terreno è determinata integrando opportunamente l'equazione di Mindlin, che fornisce lo spostamento indotto in un punto del semispazio da una forza agente in un altro punto. Per procedere all'integrazione numerica dell'equazione di Mindlin, ciascun concio è suddiviso in un congruo numero di sottoconci. L'analisi realizzata con il programma NAPHOL è non lineare di tipo incrementale. Si prevede, cioè, che le reazioni che il terreno può esercitare sul palo siano limitate da un valore ultimo. Il raggiungimento del valore ultimo in corrispondenza di uno dei conci viene trattato consentendo gli spostamenti relativi tra palo e terreno per quel concio e imponendo che il valore ultimo si conservi costante negli incrementi successivi del carico (comportamento elastico lineare - perfettamente plastico). Complessivamente, la rigidezza del sistema diminuisce e il programma restituisce una risposta non lineare ai carichi esterni. Anche per il palo viene assunta una relazione momento - rotazione di tipo elastico lineare - perfettamente plastico, con l'introduzione di un momento di plasticizzazione, raggiunto il quale si ha la formazione di una cerniera plastica.

L'analisi del gruppo di pali mantiene invariata tale modellazione. Si prevede l'introduzione del meccanismo della rottura a blocco, indispensabile a modellare l'effetto ombra, e l'introduzione di una distanza di estinzione degli effetti di interazione elastica tra pali; quest'ultimo accorgimento fa sì che, al di là di un definito valore di interasse relativo, le interazioni reciproche tra i pali siano nulle.

Nella seconda parte del capitolo 4 sono esposti i risultati delle estese analisi parametriche realizzate sul palo singolo e sulla coppia di pali, sia in ambito elastico, sia in ambito non lineare. I risultati di tali analisi sono posti a confronto con quelli ottenuti da altri autori con i propri strumenti di analisi, e si constatano buone corrispondenze. L'analisi di tipo incrementale realizzata su coppie di pali

mostra come i coefficienti di interazione si mantengano sostanzialmente costanti al crescere del carico, in analogia con quanto riscontrato per pali soggetti a carichi verticali.

I capitoli 5 e 6 sono dedicati alla validazione del programma NAPHOL mediante analisi a ritroso di prove di carico su pali in vera grandezza. Ai pali singoli è dedicato il capitolo 5; a quelli in gruppo il capitolo 6. Sono stati analizzati 45 casi di prove di carico su palo singolo (24 in terreni incoerenti e 21 in terreni coesivi) e 36 casi di prove su gruppi di pali (22 in terreni incoerenti e 14 in terreni coesivi). Sono state considerate anche prove realizzate in centrifuga, poiché tale apparecchiatura riproduce lo stato tensionale del terreno reale durante una prova di carico. Le prove realizzate su pali in piccola scala a gravità naturale (1g) non sono state invece considerate.

Nel capitolo 5 è descritta la procedura utilizzata per le analisi a ritroso. Questa prevede che vengano eseguite, in successione, le seguenti operazioni:

- 1) caratterizzazione delle proprietà di resistenza del terreno, in base alle informazioni deducibili dalle indagini in sito e dalle prove di laboratorio;
- 2) verifica della corretta stima dei parametri di resistenza, in base al confronto tra l'andamento della curva carichi – momenti flettenti sperimentale e l'andamento ottenuto con l'analisi numerica; una buona sovrapposizione è indicativa dell'esatta calibrazione dei parametri;
- 3) calibrazione dei valori del modulo di elasticità del terreno, al fine di ottenere la migliore sovrapposizione possibile tra la curva sperimentale carichi – spostamenti e quella di calcolo.

Il passo 2) è giustificato dalla constatazione che la curva carichi – momenti flettenti è scarsamente influenzata dalle caratteristiche di rigidità del terreno; questo consente, come indicato dalla procedura, di *disaccoppiare* il problema della calibrazione dei parametri del terreno. Le caratteristiche di resistenza sono dedotte dalla curva carichi – momenti flettenti massimi, quelle di rigidità (modulo di elasticità) dalla curva carichi – spostamenti.

Le analisi a ritroso sul gruppo di pali sono realizzate adottando la caratterizzazione del terreno ottenuta dall'analisi del palo singolo. In tutti i casi considerati, infatti, parallelamente alla prova sul gruppo era disponibile una prova di carico su palo singolo.

Le analisi a ritroso sono state realizzate assegnando a ciascuno strato di terreno un valore del modulo di elasticità E_s costante, rappresentativo delle proprietà di rigidità dell'intero strato. La riproducibilità dei dati sperimentali non è stata indirizzata ad un prefissato livello di carico o di spostamento; per ogni analisi si è

puntato ad ottenere la riproducibilità dell'intero arco della curva sperimentale disponibile.

Al fine di valutare la bontà della corrispondenza fra i dati sperimentali ed i risultati delle analisi, sono stati posti a confronto i valori del carico misurati e calcolati in corrispondenza di due livelli di spostamento (lo spostamento massimo di prova e un valore pari alla sua metà). Lo stesso criterio è stato seguito in relazione ai momenti flettenti: i valori misurati e quelli calcolati sono stati posti a confronto in corrispondenza di due livelli di carico (il massimo di prova e la sua metà). La corrispondenza fra valori sperimentali e valori calcolati è soddisfacente sia per i pali singoli, sia per quelli in gruppo. In particolare, la totalità dei casi relativi ai pali singoli risulta inserita in una fascia di scostamento del $\pm 20\%$; intervallo da ritenere più che soddisfacente in ambito geotecnico. Una percentuale molto elevata dei casi relativi ai gruppi risulta anch'essa compresa in tale intervallo.

Nei casi in cui la prova sul palo singolo sia stata spinta fino a rottura, o comunque il valore del carico limite possa essere valutato con buona approssimazione dai dati sperimentali, si è riscontrata una buona corrispondenza tra il dato di calcolo e quello sperimentale.

Il programma di calcolo riproduce correttamente gli aspetti tipici della risposta dei pali in gruppo: disuguale distribuzione dei tagli in testa in ragione della fila di appartenenza (effetto ombra) e della posizione all'interno della fila (effetto di bordo), disuguale andamento dei momenti flettenti in ragione della posizione occupata dal palo.

Il complesso dei casi analizzati ha consentito di giungere ad alcune rilevanti conclusioni:

- 1) il semplice modello di terreno omogeneo non risulta particolarmente limitativo. Poiché infatti il comportamento dei pali soggetti ad azioni orizzontali è condizionato essenzialmente dalle caratteristiche del terreno entro i primi 10 – 15 diametri di profondità, lo strato significativo ai fini della individuazione della risposta è, solitamente, solamente il primo;
- 2) il complesso delle analisi a ritroso ha consentito di individuare i profili di resistenza del terreno che meglio riproduce i risultati sperimentali. In terreni incoerenti tale profilo è quello di BARTON (1982), per il quale la resistenza del terreno è proporzionale al quadrato del coefficiente di spinta passiva alla Rankine K_p . In terreni coesivi sono stati definiti, *ex novo*, due profili: uno per i terreni *consistenti* ed un altro per quelli *poco consistenti*. I profili si inseriscono nel fuso individuato da quelli noti in letteratura;
- 3) il modulo elastico E_s del terreno è stato ottenuto dalle analisi come valore al quale corrisponde la migliore sovrapposizione tra dati sperimentali e numerici. Sono state proposte correlazioni tra il valore di E_s così ottenuto ed

i parametri di resistenza del terreno (ϕ e c_u , rispettivamente, per terreni incoerenti e coesivi).

La proposta di correlazioni per la scelta del valore di E_s e l'individuazione di profili di resistenza del terreno di riferimento appare di particolare rilievo, poiché consente di utilizzare il codice di calcolo NAPHOL quale strumento di progetto a fini ingegneristici.

In fase di progetto, i parametri di resistenza del terreno possono essere determinati mediante le classiche indagini geotecniche in sito e/o in laboratorio; sono stati inoltre suggeriti i profili di resistenza che meglio riproducono i risultati sperimentali. Il valore del modulo di elasticità da utilizzare nelle elaborazioni, infine, può essere ottenuto mediante le menzionate correlazioni.

In conclusione, può dirsi che lo studio della risposta dei pali singoli e in gruppo con il programma di calcolo NAPHOL messo a punto nella presente Tesi di Dottorato ha fornito risultati soddisfacenti. In particolare si ritiene che il modello di continuo elastico e l'uso del BEM costituisca un giusto livello di equilibrio fra le approssimative procedure alla Winkler e strumenti più complessi, poco pratici per un utilizzo progettuale ordinario.

PROSPETTIVE FUTURE

Nel prospettare una prosecuzione della presente Tesi, è possibile individuare una serie di obiettivi, numerati in ordine di ambizione e, per così dire, gerarchico, crescente:

- 1) estensione della base dati, in relazione tanto al palo singolo quanto al gruppo, al fine di avvalorare con ulteriori dati sperimentali le considerazioni esposte in queste conclusioni. In particolare, è auspicabile l'introduzione nel modello di una rigidità flessionale del palo variabile con il livello di carico, al fine di ottenere una migliore riproduzione della curva sperimentale carichi – spostamenti anche per pali in calcestruzzo nei quali, all'avvicinarsi delle condizioni di rottura, si verificano fessurazioni.
- 2) estensione dello studio al caso dei carichi ciclici, mediante l'introduzione di leggi di degradazione delle proprietà di rigidità e resistenza del terreno al crescere del numero di cicli;

- 3) modellazione dell'interazione piastra – terreno, considerando il contributo di resistenza ai carichi orizzontali di tale elemento strutturale, per l'attrito al contatto piastra – terreno e per la resistenza passiva del terreno a fronte della porzione di piastra immersa;
- 4) sviluppo di un programma di calcolo che modelli la risposta dei pali sotto azioni orizzontali e verticali agenti contemporaneamente.

BIBLIOGRAFIA

- Alizadeh M., Davisson M.T. (1970). *Lateral load tests on piles – Arkansas River project*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96 (5), 1583 – 1604
- Amir J.M., Rutenberg A. (1974). Discussion on “*Analysis of piles in soil undergoing lateral movement*”. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 100 (3), 375 – 376
- API (American Petroleum Institute) (1987). *Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms*, API Recommended practice 2A, 17th ed.
- API (American Petroleum Institute) (1993). *Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms*, API Recommended practice 2A, 20th ed.
- Baguelin F., Frank R. (1979). *Theoretical studies of piles using the finite element method*. Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, ICE, London, 83 – 91
- Baguelin F., Frank R., Jezequel J.F. (1989). *Interprétations d’essais de chargement latéral d’un pieu isolé*. 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 2, 1117 – 1118
- Baguelin F., Jezequel J.F., Meimon Y. (1985). *Chargements latéraux sur un groupe des pieux*. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 3, 1587 – 1588
- Baguelin F., Jezequel J.F., Shields D.H. (1978). *The pressuremeter and foundation engineering*. Trans Tech Publications, UK, 617 pp.
- Baguelin F., Trezos S.C., Frank R. (1979). *Réaction latérale des pieux: effets de forme et effets tridimensionnels*. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 104, 33 – 47
- Balaam N.P., Poulos H.G., Booker J.R. (1975). *Finite element analysis of the effects of the installation on pile load – settlement behaviour*. Geotechnical Engineering, 6 (1), 33 – 48
- Baldi G., Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Pasqualini E. (1982). *Design parameters for sands from CPT*. 2nd European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, 2, 425 – 438
- Banerjee P.K., Davies T.G. (1978). *The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in nonhomogeneous soils*. Géotechnique, 28 (3), 309 – 326
- Banerjee P.K. & Driscoll R.M. (1976). *Three – dimensional analysis of raked pile groups*. Proceedings of Institution of Civil Engineers, 61 (2), 653 – 671

- Barden L. (1962). *Distribution of contact pressure under foundations*. Géotechnique, 12, 181 – 198
- Barton Y.O. (1982). *Laterally loaded model piles in sand: centrifuge tests and finite element analyses*. Ph.D. Thesis, University of Cambridge
- Basile F. (1999). *Non-linear analysis of pile groups*. Geotechnical Engineering, 137 (2), 105 – 115
- Basile F. (2001). *PGROUPN, a novel solution for pile group analysis and design*. Underground Construction 2001, International Symposium & Exhibition, London, 373 – 386
- Basile F. (2003). *Load-transfer method vs. continuum solution in pile group analysis and design*. BGA International Conference on Foundations, Dundee, Scotland, 109 – 117
- Bilotta E., Taylor R.N. (2005). *Modellazione geotecnica in centrifuga*. Hevelius Edizioni, Benevento, 144 pp.
- Blaney G.W., Kausel E., Roesset J.M. (1976). *Dynamic stiffness of piles*. 2nd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia, 2, 1001 – 1012
- Bloomquist D., Feld T., Townsend F.C., Gravggaard J., Gill J. (1991). *Development of a multiple pile driver / load test device for pile group studies*. Centrifuge 91, Boulder, Colorado, 355 – 359
- Bolton M.D. (1986). *The strength and dilatancy of sands*, Géotechnique, 36 (1), 65 – 78
- Borel S. (2002). *The behavior and design of piled – raft foundations under lateral loading*. 9th International Conference on Piling and Deep Foundations, Nice, 235 – 241
- Bouafia A. & Lachenani A. (2005). *Analysis of p – y curves for single piles from the prebored pressuremeter test*. 16th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Osaka, 4, 1955 – 1958
- Brettmann T., Duncan J.M. (1996). *Computer application of CLM lateral load analysis to piles and drilled shafts*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 122 (6), 496 – 498
- Brinch – Hansen J. (1961). *The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces*. Geoteknisk Institut, Bulletin No. 12, Copenhagen
- Broms B.B. (1964a). *Lateral resistance of piles in cohesive soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 90 (2), 27 – 63
- Broms B.B. (1964b). *Lateral resistance of piles in cohesionless soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 90 (3), 123 – 156
- Brown D.A., Morrison C., Reese L.C. (1988). *Lateral load behavior of pile group in sand*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 114 (11), 1261 – 1276

- Brown D.A., Reese L.C. (1985). *Behavior of a large scale pile group subjected to cyclic lateral loading*, Report to Minerals Management Service, US Department of Interior, Reston, Virginia
- Brown D.A., Reese L.C., O'Neill M.W. (1987). *Cyclic lateral loading of a large – scale pile group*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 113 (11), 1326 – 1343
- Brown D.A., Shie C.F. (1990a). *Three dimensional finite element model of laterally loaded piles*. Computers and Geotechnics, 10 (1), 59 – 79
- Brown D.A., Shie C.F. (1990b). *Numerical experiments into group effects on the response of piles to lateral loading*. Computers and Geotechnics, 10 (3), 211 – 230
- Brown D.A., Shie C.F. (1991). *Some numerical experiments with a three dimensional finite element model of a laterally loaded pile*. Computers and Geotechnics, 12 (2), 149 – 162
- Bhushnan K., Lee L.J., Grime D.B. (1979). *Lateral load test on drilled piers in sand*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105 (8), 969 – 985
- Budhu M., Davies T.G. (1987). *Nonlinear analysis of laterally loaded piles in cohesionless soils*. Canadian Geotechnical Journal, 24 (2), 289 – 296
- Budhu M., Davies T.G. (1988). *Analysis of laterally loaded piles in soft clays*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 114 (1), 21 – 39
- Burghignoli A., Desideri A. (1995). *Analisi di gruppi di pali sollecitati da forze orizzontali*. Rivista Italiana di Geotecnica, 29 (3), 163 – 178
- Butterfield R., Banerjee P.K. (1971a). *The elastic analysis of compressible piles and pile groups*. Géotechnique, 21 (1), 43 – 60
- Butterfield R., Banerjee P.K. (1971b). *The problem of pile group – pile cap interaction*. Géotechnique, 21 (2), 135 – 142
- Caputo V., Viggiani C. (1984). *Pile foundation analysis: a simple approach to nonlinearity effects*. Géotechnique, 36 (2), 169 – 180
- Chan K.S., Karasudhi P., Lee S.L. (1974). *Force at a point in the interior of a layered elastic half – space*. International Journal of Solids and Structures, 10, 1179 – 1199
- Cho N.J., Kulhawy F.H. (1995). *The undrained behaviour of drilled shaft foundations subjected to static inclined loading*. Journal of the Korean Geotechnical Society, 11 (3), 91 – 111
- Chow Y.K. (1986). *Analysis of vertically loaded pile groups*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 10 (1), 59 – 72
- Chow Y.K. (1987). *Axial and lateral response of pile groups embedded in nonhomogeneous soils*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 11 (6), 621 – 638

- Committee on Piles Subjected to Earthquake (1965). *Lateral bearing capacity and dynamic behavior of pile foundation*. Architectural Institute of Japan, 1 – 69
- Coutinho R.Q., Horowitz B., Soares F.L. (2005). *Steel pile under lateral loading in a very soft clay deposit*. 16th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Osaka, 4, 1971 – 1974
- Cox W.R., Dixon D.A., Murphy B.S. (1984). *Lateral load tests of 5.4 mm diameter piles in very soft clay in side – by – side and in – line groups*. Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance, ASTM, STP 835, 122 – 139
- Cox W.R., Reese L.C., Grubbs B.R. (1974). *Field testing of laterally loaded piles in sand*. 6th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1, 459 – 472
- Craig W.H. (1984). *Installation studies for model piles*. Symposium on the Application of Centrifuge Modeling to Geotechnical Design, Manchester, UK, 440 – 455
- Craig W.H. (1985). *Modeling pile installation in centrifuge experiments*. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 2, 1101 – 1104
- D'Appolonia E., Romualdi J.P. (1963). *Load transfer in end-bearing steel H-piles*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 89 (2), 1 – 25
- Davies T.G., Banerjee P.K. (1978). *The displacement field due to a point load at the interface of a two layer elastic half – space*. Géotechnique, 28 (1), 43 – 56
- Davies T.G., Budhu M. (1986). *Non – linear analysis of laterally loaded piles in heavily overconsolidated clays*. Géotechnique, 36 (4), 527 – 538
- De Beer E. (1977). *Piles subjected to static lateral loads*. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Speciality Session 10, 1 – 14
- Degny E., Frank R., Hadjadji T. (1994). *Interprétation d'essais de pieux sous charges latérales*. 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, 2, 681 – 684
- De Mello V.F.B. (1971). *The standard penetration test. State of the art*. 4th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Juan, Puerto Rico, 1, 1 – 86
- Dente G., Gullà G. (1983). *Risposta alle azioni orizzontali di un palo immerso in un semispazio alla Gibson*. Rivista Italiana di Geotecnica, 17 (4), 194 – 213
- Desai C.S., Appel G.C. (1976). *3 – D analysis of laterally loaded structures*. 2nd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia, 1, 405 – 418
- De Sanctis L. (2000). *Modellazione ed analisi di piastre su pali*. Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II

- Douglas D.J., Davis E.H. (1964). *The movement of buried footings due to moment or horizontal load and the movement of anchor plates*. Géotechnique, 14 (2), 115 – 132
- Duncan J.M, Evans L.T., Ooi P.S.K. (1994). *Lateral load analysis of single piles and drilled shafts*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120 (6), 1018 – 1033
- El Sharnouby B., Novak M. (1985). *Static and low – frequency response of pile groups*. Canadian Geotechnical Journal, 22 (1), 79 – 94
- El Sharnouby B., Novak M. (1986). *Flexibility coefficients and interaction factors for pile group analysis*. Canadian Geotechnical Journal, 23 (4), 441 – 450
- Estephan R. (2003). *Contributions aux méthodes de calcul des groupes et des réseaux de micropieux*. Ph.D. Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris
- Evangelista A. (1976). *Pali inclinati isolati e in gruppo immersi in un semispazio elastico*. Rivista Italiana di Geotecnica, 10 (3), 206 – 227
- Evangelista A., Viggiani C. (1976). *Accuracy of numerical solutions for laterally loaded piles in elastic half – space*. 2nd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Virginia, 3, 1367 – 1370
- Evans L.T., Duncan J.M. (1982). *Simplified analysis of laterally loaded piles*. Report No. UCB/GT/82-04, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley
- Fahey M., Randolph M.F. (1984). *Effects of disturbance on parameters derived from self – boring pressuremeter tests in sand*. Géotechnique, 34 (1), 81 – 97
- Fleming W.G.K., Weltman A.J., Randolph M.F., Elson W.K. (1985). *Piling engineering*. Surrey University Press, Glasgow, 380 pp.
- Focht J.A., Koch K.J. (1973). *Rational analysis of the lateral performance of offshore pile groups*. 5th Offshore Technology Conference, Dallas, 2, 701 – 708
- Franke E. (1988). *Group action between vertical piles under horizontal loads*. 1st International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, Belgium, 83 – 93
- Gabr M.A., Lunne T., Powell J.J. (1994). *P – y analysis of laterally loaded piles in clay using DMT*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120 (5), 816 – 837
- Gandhi S.R., Selvam S. (1997). *Group effect on driven piles under lateral load*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123 (8), 702 – 709
- Gazetas G., Mylonakis G. (1998). *Seismic soil – structure interaction; new evidence and emerging issues*. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Geotechnical Special Publication No. 75, ASCE, 1119 – 1174
- Gibbs H.J., Holtz W.G. (1957). *Research on determining the density of sands by spoon penetration testing*. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, 1, 35 – 39

- Gibson R.E. (1967). *Some results concerning displacements and stresses in a non – homogeneous elastic half – space*. Géotechnique, 17 (1), 58 – 67
- Gibson R.E. (1974). *The analytical method in soil mechanics*. 14th Rankine Lecture, Géotechnique, 24 (2), 115 – 140
- Hadjian A.H., Fallgren R.B., Tufenkjian M.R. (1992). *Dynamic soil – pile – structure interaction. The state of practice*. Piles Under Dynamics Loads, Geotechnical Special Publication No. 34, ASCE, 1 – 26
- Hetenyi M. (1946). *Beams on elastic foundations*. University of Michigan Press, Ann Harbor, Michigan
- Holloway D.M., Moriwaki Y., Stevens J.B., Perez J.Y. (1981). *Response of a pile group to combined axial and lateral loading*. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 2, 731 – 734
- Horikoshi K., Matsumoto T., Hashizume Y., Watanebe T., Fukuyama H. (2003). *Performance of piled raft foundations subjected to static horizontal loads*. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, 3 (2), 37 – 50
- Huang A.B., Hsueh C.K., O'Neill M.W., Chern S., Chen C. (2001). *Effects of construction on laterally loaded pile groups*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 127 (5), 385 – 397
- Hughes J.M.O., Wroth C.P., Windle D. (1977). *Pressuremeter tests in sand*. Géotechnique, 27 (4), 455 – 477
- Ilyas T., Leung C.F., Chow Y.K., Budi S.S. (2004). *Centrifuge model study of laterally loaded pile groups in clay*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 130 (3), 274 – 283
- Jeon K.S., Kim J.H., Kim S.H., Kim M.M. (2000). *Analysis of lateral head movements of CIP piles*. New Technological and Design Developments in Deep Foundations, Geo – Denver 2000, Denver, Colorado, 254 – 268
- Jewell R.A. (1990). *Reinforcement bond capacity*. Géotechnique, 40 (3), 513 – 518
- Jewell R.A., Milligan G.W.E., Sarsby R.W., Dubois D.D. (1984). *Interaction between soil and geogrids*. International Conference on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering, London, 18 – 30
- Katzenbach R., Turek J. (2005). *Combined pile – raft foundation subjected to lateral loads*. 16th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Osaka, 4, 2001 – 2004
- Kausel E., Roesset J.M., Waas G. (1975). *Dynamic analysis of footings on layered media*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 101 (5), 679 – 693
- Kerisel J.L. (1965). *Vertical and horizontal bearing capacity of deep foundations in clay*. Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University, Durham, North Carolina, 45 – 51

- Kimura M., Adachi T., Kamei H., Zhang F. (1995). *3 – D finite element analyses of the ultimate behaviour of laterally loaded cast – in – place concrete piles*. 5th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Davos, Switzerland, 589 – 594
- Kishida H. (1967). *Ultimate bearing capacity of piles driven into loose sand*. Soils and Foundations, 7 (3), 20 – 29
- Kitiyodom P., Matsumoto T., Horikoshi K., Watanabe T. (2005). *Analyses of vertical and horizontal load tests on piled raft models in dry sand*. 16th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Osaka, 4, 2005 – 2008
- Ko H.Y., Atkinson R.H., Globe G.G., Easy C.D. (1984). *Centrifugal modelling of pile foundations*. Analysis and Design of Pile Foundations, J.R. Meyer Ed., New York, 21 – 40
- Kotthaus M., Jessberger H.L. (1994). *Centrifuge model tests on laterally loaded pile groups*. 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, 2, 639 – 644
- Krishnan R., Gazetas G., Velez A. (1983). *Static and dynamic lateral deflexion of piles in non – homogeneous soil stratum*. Géotechnique, 33 (3), 307 – 325
- Kulhawy F.H., Chen Y.J. (1995). *A thirty year perspective of Broms' lateral loading models, as applied to drilled shafts*. Bengt B. Broms Symposium on Geotechnical Engineering, Geotechnical Research Centre, Singapore, 225 – 240
- Kulhawy F.H., Mayne P.W. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Research Project 1493-6, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California
- Kuhlemeyer R.L. (1979a). *Static and dynamic laterally loaded floating piles*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105 (2), 289 – 304
- Kuhlemeyer R.L. (1979b). *Bending element for circular beams and piles*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105 (2), 325 – 330
- Lancellotta R. (1983). *Analisi di affidabilità in ingegneria geotecnica*. Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni n. 625, Politecnico di Torino
- Leung C.F., Chow Y.K. (1987). *Response of pile groups subjected to lateral loads*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 11 (3), 307 – 314
- Lu S.S. (1981). *Design load of bored pile laterally loaded*. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 2, 767 – 770
- Mahar L.J., O'Neill M.W. (1983). *Geotechnical characterization of desiccated clay*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 109 (1), 56 – 71

- Maiorano R.M.S. (1996). *Comportamento dei pali sotto carichi assiali con particolare riguardo agli effetti dell'installazione*. Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II
- Mandolini A. (1994). *Cedimenti di fondazioni su pali*. Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II
- Mandolini A., Russo G., Viggiani C. (2005). *Pile foundations: experimental investigations, analysis and design*. 16th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Osaka, 1, 177 – 213
- Mandolini A., Viggiani C. (1992). *Terreni ed opere di fondazione di un viadotto sul fiume Garigliano*. Rivista Italiana di Geotecnica, 26 (2), 95 – 113
- Manoliu I., Botea E., Constantinescu A. (1977). *Behaviour of pile foundations submitted to lateral loads*. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 1, 637 – 640
- Mansur C.I., Hunter A.H. (1970). *Pile tests – Arkansas River project*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96 (5), 1545 – 1582
- Matlock H. (1970). *Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay*. 2nd Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 577 – 594
- Matlock H., Ripperger E.A. (1956). *Measurement of soil pressure on a laterally loaded pile*. Proceedings ASTM, 58, 1245 – 1259
- Mattes N.S., Poulos H.G. (1969). *Settlement of single compressible pile*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 95 (1), 189 – 207
- McClelland B., Focht J.A. (1958). *Soil modulus for laterally loaded piles*. Transactions, ASCE, 123, 1049 – 1086
- McVay M., Bloomquist D., Vanderlinde D., Clausen J. (1994). *Centrifuge modeling of laterally loaded pile groups in sand*. Geotechnical Testing Journal, 17 (2), 129 – 137
- McVay M., Casper R., Shang T.I. (1995). *Lateral response of three – row groups in loose to dense sands at 3D and 5D pile spacing*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 121 (5), 436 – 441
- McVay M., Zhang L., Molnit T., Lai P. (1998). *Centrifuge testing of large laterally loaded pile groups in sands*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 124 (10), 1016 – 1026
- Meyer B.J. (1979). *Analysis of single piles under lateral loading*. Thesis, University of Texas, Austin
- Meyerhof (1995). *Behaviour of pile foundations under special loading conditions*. Canadian Geotechnical Journal, 32 (2), 204 – 222
- Meyerhof G.G., Mathur S.K., Valsangkar A.J. (1981). *Lateral resistance and deflection of rigid walls and piles in layered soils*. Canadian Geotechnical Journal, 18 (2), 159 – 170

- Meyerhof G.G., Sastry V.V.R.N. (1985). *Bearing capacity of rigid piles under eccentric and inclined loads*. Canadian Geotechnical Journal, 22 (3), 267 – 276
- Milovic D., Djogo M. (2005). *A pile loaded by horizontal force and moment – theoretical and field load test results*. 16th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Osaka, 4, 2023 – 2026
- Mokwa R.L. (1999). *Investigation of the resistance of pile caps to lateral loading*. Ph.D. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia
- Mokwa R.L., Duncan J.M. (2001). *Experimental evaluation of lateral – load resistance of pile caps*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 127 (2), 185 –192
- Mokwa R.L., Duncan J.M. (2003). *Rotational restraint of pile caps during lateral loading*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129 (9), 829 –837
- Motta E. (1994). *Analisi elastoplastica di pali soggetti a forze orizzontali in testa*. Rivista Italiana di Geotecnica, 28 (4), 305 – 315
- Murff J.D., Hamilton J.M. (1993). *P – ultimate for undrained analysis of laterally loaded piles*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 119 (1), 91 –107
- Muki, R. (1960). *Asymmetric problems of the theory of elasticity for a semi – infinite solid and a thick plate*. Progress in Solid Mechanics, North Holland, Amsterdam, 1, 401 – 439
- Muqtadir A., Desai C.S. (1986). *Three dimensional analysis of a pile – group foundation*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 10, 41 – 58
- Naylor D.J., Pande G.N. (1981). *Finite elements in geotechnical engineering*. Pineridge Press, Swansea, 245 pp.
- Ng C.W.W., Zhang L., Nip D.C.N. (2001). *Response of laterally loaded large – diameter bored pile groups*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 127 (8), 658 – 669
- Novak M., El Sharnouby B. (1984). *Evaluation of dynamic experiments on pile group*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 110 (6), 738 – 756
- Ochoa M., O’Neill M.W. (1989). *Lateral pile interaction factors in submerged sand*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115 (3), 359 – 378
- O’Neill M.W., Dunnavant T.W. (1984). *A study of the effects of scale, velocity, and cyclic degradability on laterally loaded single piles in overconsolidated clay*. Report UHCE 84-7, Department of Civil Engineering, University of Houston, Texas
- O’Neill M.W., Gazioglu S.M. (1984). *An evaluation of p – y relationship in clays*. Report to the American Petroleum Institute, PRAC 81-41-2, University of Houston, Texas

- O'Neill M.W., Hawkins R.A., Audibert J.M.E. (1982). *Installation of pile group in overconsolidated clay*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 108 (11), 1369 – 1386
- O'Neill M.W., Murchinson J.M. (1983). *An evaluation of $p - y$ relationship in sands*. Report to the American Petroleum Institute, PRAC 81-41-1, University of Houston, Texas
- Ooi P.S.K., Chang B.K.F., Wang S. (2004). *Simplified lateral load analyses of fixed – head piles and pile groups*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 130 (11), 1140 – 1151
- Ooi P.S.K., Duncan J.M. (1994). *Lateral load analysis of group of piles and drilled shafts*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 120 (5), 1034 – 1050
- Patra N.R., Pise P.J. (2001). *Ultimate lateral resistance of pile groups in sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127 (6), 481 – 487
- Perlo S., Frank R., Degny E., Estephan R. (2005). *Analyse de groupes de micropieux sous charge transversale par une méthode hybride*. 16th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Osaka, 4, 2031 – 2034
- Peterson K.T., Rollins K.M. (1996). *Static and dynamic lateral load testing of a full scale pile – group in clay*. Civil Engineering Department, Research Report CEG 96-02, Brigham Young University, Provo, Utah
- Portugal J.C., Sêco e Pinto P.S. (1993). *Analysis and design of piles under lateral loads*. 2nd International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, Belgium, 309 – 312
- Potts D., Zdravkovic L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering: volume II – application*. Telford Publishing, London, 500 pp.
- Poulos H.G. (1968). *Analysis of the settlement of pile groups*. Géotechnique, 18 (4), 449 – 471
- Poulos H.G. (1971a). *Behavior of laterally loaded piles: I – single piles*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 97 (5), 711 – 731
- Poulos H.G. (1971b). *Behavior of laterally loaded piles: II – pile groups*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 97 (5), 733 – 751
- Poulos H.G. (1972). *Behavior of laterally loaded piles: III – socketed piles*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 98 (4), 341 – 360
- Poulos H.G. (1973a). *Load – deflection prediction for laterally loaded piles*. Australian Geomechanics Journal, 3 (1), 1 – 8
- Poulos H.G. (1973b). *Analysis of piles in soil undergoing lateral movement*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 99 (5), 391 – 406
- Poulos H.G. (1975). *Lateral load – deflection prediction for pile groups*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101 (1), 19 – 34

- Poulos H.G. (1979a). *Settlement of single piles in nonhomogeneous soil*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105 (5), 627 – 641
- Poulos H.G. (1979b). *Group factors for pile – deflection estimation*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105 (12), 1489 – 1509
- Poulos H.G. (1982). *Developments in the analysis of static and cyclic lateral response of piles*. 4th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, Canada, 3, 1117 – 1135
- Poulos H.G., Carter J.P., Small J.C. (2001). *Foundations and retaining structures – research and practice*. 15th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Istanbul, 4, 2527 – 2606
- Poulos H.G., Davis E.H. (1968). *The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers*. Géotechnique, 18 (3), 351 – 371
- Poulos H.G., Davis E.H. (1980). *Pile foundation analysis and design*. John Wiley and Sons, New York, 397 pp.
- Prakash S. (1962). *Behavior of pile groups subjected to lateral load*. Ph.D. Dissertation, University of Illinois, Urbana
- Prasad Y.V.S.N., Chari T.R. (1999). *Lateral capacity of model rigid piles in cohesionless soils*. Soils and Foundations, 39 (2), 21 – 29
- Price G., Wardle I.F. (1981). *Horizontal load tests on steel piles in London clay*. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 2, 803 – 808
- Price G., Wardle I.F. (1987). *Lateral load tests on large diameter bored piles*. Contractor Report 46, Transport and Road Research Laboratory, Department of Transport, Crowthorne, England, 45 pp.
- Randolph M.F. (1980). *Discussion on “The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in nonhomogeneous soils”*. Géotechnique, 30 (1), 88 – 92
- Randolph M.F. (1981). *The response of flexible piles to lateral loading*. Géotechnique, 31 (2), 247 – 259
- Randolph M.F. (1994). *Design methods for pile groups and piled rafts*. 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, 5, 61 – 82
- Randolph M.F. (1998). *Modelling of offshore foundations. Part 2: anchoring systems*. E.H. Davis Memorial Lecture, Australian Geomechanics, 33 (3), 3 – 16
- Randolph M.F. (2003). *Lateral response of single piles*. Seminar on Analysis and design of pile foundations, Università degli Studi La Sapienza, Roma.
- Randolph M.F., Houlsby G.T. (1984). *The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in a cohesive soil*. Géotechnique, 34 (4), 613 – 623

- Randolph M.F., Poulos H.G. (1982). *Estimating the flexibility of offshore pile groups*. 2nd International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, University of Texas, Austin, 313 – 328
- Randolph M.F., Wroth C.P. (1978). *Analysis of deformation of vertically loaded piles*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 104 (12), 1465 – 1488
- Randolph M.F., Wroth C.P. (1979). *An analysis of the vertical deformation of pile groups*. Géotechnique, 29 (4), 423 – 439
- Rao S.N., Ramakrishna V.G.S.T., Raju G.B. (1996). *Behavior of pile – supported dolphins in marine clay under lateral loading*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 122 (8), 607 – 612
- Reese L.C., Cox W.R. (1968). *Soil behavior from analysis of tests of uninstrumented piles under lateral loading*. Performance of Deep Foundations, ASTM SPT 444, 161 – 176
- Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1974). *Analysis of laterally loaded piles in sand*. 6th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 2, 473 – 485
- Reese L.C., Cox W.R., Koop F.D. (1975). *Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay*. 7th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 2, 672 – 690
- Reese L.C., Matlock H. (1956). *Nondimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth*. 8th Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, University of Texas, Austin
- Reese L.C., Van Impe W.F. (2001). *Single piles and pile groups under lateral loading*. A.A. Balkema, Rotterdam, 463 pp.
- Reese L.C., Wang S.T., Arrellaga J.A., Hendrix J. (1996). *Computer program GROUP for Windows*. User's Manual, version 4.0, Ensoft Inc., Austin, Texas
- Reese L.C., Welch R.C. (1975). *Lateral loading of deep foundations in stiff clay*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101 (7), 633 – 649
- Remaud D., Garnier J., Frank R. (1998). *Laterally loaded piles in dense sand: group effects*. International Conference Centrifuge 98, Tokyo, 1, 533 – 538
- Robertson P.K., Campanella (1983). *Interpretation of cone penetration tests. Part I: sand*. Canadian Geotechnical Journal, 20 (4), 718 – 733
- Rollins K.M., Lane J.D., Gerber T.M. (2005a). *Measured and computed lateral response of a pile group in sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 131 (1), 103 – 114
- Rollins K.M., Peterson K.T., Weaver T.J. (1998). *Lateral load behavior of full – scale pile group in clay*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 124 (6), 468 – 478
- Rollins K.M., Snyder J.L., Broderick R.D. (2005b). *Static and dynamic lateral response of a 15 pile group*. 16th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Osaka, 4, 2035 – 2039

- Rollins K.M., Sparks A. (2002). *Lateral resistance of full – scale pile cap with gravel backfill*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 128 (9), 711 – 723
- Rowe P.W. (1956). *The single pile subject to horizontal force*. Géotechnique, 6 (2), 70 – 85
- Rowe R.K., Poulos H.G. (1979). *A method of predicting the effect of piles on slope behaviour*. 3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, 3, 1073 – 1085
- Ruesta P.F., Townsend F.C. (1997). *Evaluation of laterally loaded pile group at Roosevelt Bridge*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 123 (12), 1153 – 1161
- Russo G. (1996). *Interazione terreno – struttura per piastre su pali*. Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Napoli Federico II
- Salas J.A.J., Belzunce J.A. (1965). *Résolution théorique de la distribution des forces dans des pieux*. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, 2, 309 – 313
- Schmertmann J.H. (1975). *Measurement of in situ shear strength. State – of – the – art report*. ASCE Speciality Conference on in Situ Measurements of Soil Properties, 2, 57 – 138
- Schmidt H.G. (1981). *Group action of laterally loaded bored piles*. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 2, 833 – 837
- Schmidt H.G. (1985) *Horizontal load tests on files of large diameter bored piles*. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 3, 1569 – 1573
- Scott V.M. (1995). *Interaction factors for piles in groups subjected to lateral loading*. Thesis, University of Texas, Austin
- Sherif G., König G. (1975). *Platten und Balken auf nachgiebigem Baugrund*. Springer, Heidelberg, 910 pp.
- Shibata T., Yashima A., Kimura M. (1989). *Model tests and analyses of laterally loaded pile groups*. Soils and Foundations, 29 (1), 31 – 44
- Skempton A.W. (1951). *The bearing capacity of clays*. Proceedings, Building Research Congress, Division 1, London
- Skempton A.W. (1986). *Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation*. Géotechnique, 36 (3), 425 – 447
- Small J.C., Booker J.R. (1986). *Finite layer analysis of layered elastic materials using a flexibility approach. Part 2 – circular and rectangular loadings*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 23, 959 – 978

- Small J.C., Zhang H.H. (2000). *Piled raft foundations subjected to general loadings*. Booker Memorial Symposium, Sydney, Australia, 431 – 444
- Small J.C., Zhang H.H. (2002). *Behavior of piled raft foundations under lateral and vertical loading*. The International Journal of Geomechanics, 2 (1), 29 – 45
- Smith I.M., Griffith D.V. (1982). *Programming the finite element method*. John Wiley and Sons, Chichester, 534 pp.
- Sousa Coutinho A.G.F. (2000). *Prediction of the horizontal load – displacement curves of pile groups based on the results of single pile tests*. Canadian Geotechnical Journal, 37 (5), 951 – 962
- Sousa Coutinho A.G.F., Toco Emilio F., Almeida Garrett J.L., Tavares Cardoso E. (2000). *Instrumentation of bored concrete piles for horizontal load tests*. Geotechnical Testing Journal, 23 (3), 327 – 337
- Sparks A., Rollins K.M. (1997). *Passive resistance and lateral load capacity of a full – scale fixed – head pile group in clay*. Civil and Environmental Engineering Report CEG.97-04, Brigham Young University, Provo, Utah
- Spillers W.R., Stoll R.D. (1964). *Lateral response of piles*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 90 (6), 1 – 9
- Stevens J.B., Audibert J.M.E. (1979). *Re – examination of $p – y$ curve formulation*. 11th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1, 397 – 403
- Stewart D.P. (1999). *Reduction of undrained lateral pile capacity in clay due to an adjacent slope*. Australian Geomechanics, 34 (4), 17 – 23
- Stewart D.P., Randolph M.F. (1991). *A new site investigation tool for the centrifuge*. International Conference Centrifuge 91, Boulder, Colorado, 531 – 538
- Sullivan W.R., Reese L.C., Fenske C.W. (1980). *Unified method for analysis of laterally loaded piles in clay*. Numerical Methods in Offshore Piling, ICE, London, 135 – 146
- Terzaghi K. (1955). *Evaluation of coefficients of subgrade modulus*. Géotechnique, 5 (4), 297 – 326
- Terzaghi K., Peck R.B. (1967). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley and Sons, New York, 729 pp.
- Thurman A.G., D'Appolonia E. (1965). *Computed movement of friction and end-bearing piles embedded in uniform and stratified soils*. 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, 2, 323 – 327
- Trochanis A.M., Bielak J., Christiano P. (1991). *Three dimensional non – linear study of piles*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117 (3), 429 – 447
- Urlich C.M., Kuhlemeyer R.L. (1973). *Coupled rocking and lateral vibrations of embedded footings*. Canadian Geotechnical Journal, 10 (2), 145 – 160
- Vesic, A.S. (1975). *Principles of pile foundation design*. Soil Mechanics Series No. 38, School of Engineering, Duke University, Durham, NC, 48 pp.

- Vesic A.S. (1977). *Design of pile foundations*. Synthesis of Highway Practice 42, National Cooperative Highway Research Program, Washington, D.C., 68 pp.
- Viggiani C. (1999). *Fondazioni*. Hevelius Edizioni, Benevento, 2^a edizione, 565 pp.
- Wakai A., Gose S., Ugai K. (1999) *3-D elasto – plastic finite element analyses of pile foundations subjected to lateral loading*. Soils and Foundations, 39 (1), 97 – 111
- Watson P.G., Randolph M.F., Bransby M.F. (2000). *Combined lateral and vertical loading of caisson foundations*. 32nd Offshore Technology Conference, Houston
- Welch R.C., Reese L.C. (1972). *Laterally loaded behavior of drilled shafts*. Research Report 3-5-65-89, Center for Highway Research, University of Texas, Austin
- Wilson E.L. (1965). *Structural analysis of axisymmetric solids*. Journal of the American Institute of Aeronautics and Astronautics, 3, 2269 – 2274
- Woods R.D., Stokoe K.H. (1985). *Shallow seismic exploration in soil dynamics*. Richart Commemorative Lectures, Geotechnical Engineering Division, ASCE, 120 – 156
- Yang Z., Jeremić B. (2002). *Numerical analysis of pile behaviour under lateral loads in layered elastic – plastic soils*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 26 (14), 1385 – 1406
- Yang Z., Jeremić B. (2003). *Numerical study of group effects for pile groups in sands*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 27 (15), 1255 – 1276
- Yegian M., Wright S.G. (1973). *Lateral soil resistance – displacement relationships for pile foundations in soft clays*. 5th Annual Offshore Technology Conference, Houston, 2, 663 – 676
- Zhang L., Silva F., Grismala R. (2005). *Ultimate lateral resistance to piles in cohesionless soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 131 (1), 78 – 83
- Zienkiewicz O.C., Taylor R.L. (1991). *The finite element method. Vol. 2. Solid and fluid mechanics, dynamics and non – linearity*. McGraw – Hill, 4th Edition, London, 807 pp.
- Zienkiewicz O.C., Taylor R.L., Too J.M. (1971). *Reduced integration technique in general analysis of plates and shells*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 3, 275 – 290