

**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI
“FEDERICO II”**



**DOTTORATO DI RICERCA IN INGEGNERIA
STRUTTURALE, GEOTECNICA E SISMICA
DIPARTIMENTO DI STRUTTURE
PER L'INGEGNERIA E L'ARCHITETTURA**

Tesi di Dottorato

**Comportamento di platee su pali
in terreni sabbiosi**

Tutor

Prof. Ing. Massimo Ramondini

Prof. Ing. Gianpiero Russo

Allieva

Mariapia Raucci

ANNO ACCADEMICO 2016/2017

Sommario

INTRODUZIONE.....	5
1.1 Obiettivo della tesi.....	7
1.2 Struttura della tesi.....	9
CAPITOLO II.....	11
2.1 Introduzione.....	11
2.2 Studi sperimentali.....	11
2.3 Studi analitici.....	16
2.3.1 Metodi di calcolo Semplificati.....	16
2.3.2 Metodi di calcolo approssimati.....	22
2.3.3 Metodi di calcolo rigiroso.....	23
CAPITOLO III.....	32
3.1 Introduzione.....	32
3.1.1 Modelli in centrifuga.....	32
3.1.2 Simulazione numerica.....	34
3.2 Il modello numerico.....	44
3.2.1 Parametri del modello.....	44
3.2.2 Le fasi delle analisi numeriche.....	45
3.2.3 Confronto cedimenti modello numerico con risultati Nguyen et al.....	45
3.2.4 Influenza dei parametri sulla risposta della fondazione mista.....	58
CAPITOLO IV.....	65
4.1 Introduzione.....	65
4.2 Inquadramento dell'area di studio.....	65
4.3 Caratterizzazione geotecnica dei terreni.....	67
4.3.1 Indagini in situ.....	69
4.3.2 Prove di laboratorio.....	72
4.4 Descrizione delle opere.....	79
4.5 Caratterizzazione dei materiali strutturali.....	86

4.5.1	Prove soniche su provini cubici	87
4.5.2	Prove di compressione uniassiale su provini cubici.....	88
4.5.3	Prove di compressione uniassiale su conci di pali.....	89
4.6	Definizione della rigidezza assiale dei pali	90
CAPITOLO V.....		92
5.1	Introduzione.....	92
5.2	Sistema di applicazione del carico.....	92
5.2.1	Calibrazione cella di carico	95
5.3	Modalità di lettura degli spostamenti.....	96
5.4	Modalità di lettura della risposta estensimetrica.....	97
5.5	Sistema di contrasto.....	98
5.6	Modalità di prova	103
5.7	Risultati prove di carico.....	103
5.8	Interpretazione dei risultati con metodi semplificati	109
5.8.1	Interpretazione dei risultati con il metodo PDR.....	114
CAPITOLO VI		119
6.1	Introduzione.....	119
6.2	Palo singolo.....	119
6.2.1	Valutazione modulo di rigidezza del palo	119
6.2.2	Interpretazione dei dati estensimetrici	121
6.3	Il programma NAPRA	124
6.3.1	Modellazione della piastra	125
6.3.2	Modellazione dei pali	127
6.4	Fondazioni profonde	129
6.4.1	Definizione dei parametri del terreno	130
6.4.2	Valutazione rigidezza palo singolo	131
6.5	Gruppo di pali.....	133
6.5.1	Valutazione dei moduli elastici dei pali	133

6.5.2	Interpretazione dei dati estensimetrici	136
6.6	Platea su pali	139
6.6.1	Valutazione dei moduli elastici dei pali	140
6.6.2	Interpretazione dei dati estensimetrici	144
CAPITOLO VII		145
7.1	Introduzione	145
7.2	Il modello numerico	145
7.3	Le fasi delle analisi numeriche	148
7.4	Le analisi di sensibilità del modello	149
7.4.1	La dimensione del reticolo	149
7.4.2	La dimensione della mesh	151
7.4.3	Passo di applicazione del carico	153
7.5	Palo singolo: il modello numerico	154
7.5.1	La resistenza laterale unitaria f_s : parametri che influenzano la risposta..	154
7.5.2	I parametri meccanici del modello	165
7.5.3	Influenza dei parametri sulla risposta del palo singolo	169
7.6	Platea superficiale: il modello numerico	171
7.6.1	Influenza dei parametri sulla risposta della platea superficiale	174
7.7	Gruppo di pali: il modello numerico	176
7.7.1	Gruppo di pali: confronto sperimentale – numerico	179
7.8	Platea su pali: il modello numerico	182
CONCLUSIONI		189
BIBLIOGRAFIA		193

INTRODUZIONE

Negli ultimi decenni la ricerca del comportamento di fondazioni su pali ha subito un notevole sviluppo, soprattutto legata alle esigenze di sfruttare a pieno la capacità prestazionale di esse in una chiara visione di economicità. Il progetto di fondazioni convenzionali, generalmente, prevede il trasferimento del carico gravante dalla sovrastruttura al suolo attraverso 2 differenti tipologie di fondazione: superficiale o profonda. Tradizionalmente tali due elementi non sono utilizzati in maniera congiunta. La progettazione infatti prevede come prima ipotesi l'uso di una fondazione superficiale, quale ad esempio una platea. I pali sono introdotti successivamente o per adeguare la capacità portante e ridurre i cedimenti ad un livello compatibile con lo stato limite di servizio dell'opera.

Il criterio di progetto convenzionale delle fondazioni su pali, largamente diffuso, si basa sull'assunzione che il carico totale trasmesso dalla sovrastruttura venga fatto gravare interamente sui pali, trascurando il contributo della struttura di collegamento fra i pali, e imponendo un adeguato coefficiente di sicurezza nei confronti della rottura dei pali stessi per carico limite.

Tale approccio può risultare spesso notevolmente conservativo. Nella realtà infatti se la platea da sola non è in grado di garantire un adeguato margine di sicurezza nei confronti della rottura, i pali assorbono il carico in eccesso, incrementandone la capacità portante; se invece da sola la platea è in grado di soddisfare le verifiche a rottura, essi intervengono nella ripartizione del carico di esercizio, riducendo i cedimenti assoluti e differenziali. In entrambi i casi, considerare il contributo della platea produce una soluzione economicamente più vantaggiosa.

Negli ultimi decenni, numerose sono state le ricerche che hanno sviluppato approcci più razionali per le fondazioni su pali che tengano conto della collaborazione tra platea e gruppo di pali (Mandolini *et al.*, 2005), sia dal punto di teorico o sperimentale.

Quindi è possibile distinguere l'uso dei pali per differenti finalità geotecniche:

- (i) Per aumentare la rigidezza e resistenza della fondazione (Capacity and Settlement Based Design approach, CSBD);
- (ii) Per ridurre i cedimenti medi (Settlement Based Design approach, SBD);
- (iii) Per ridurre i cedimenti differenziali (Differential Settlement Based Design approach, DSBD);
- (iv) Per ridurre le sollecitazioni (momento flettente e taglio) all'interno della platea (Raft Based Design approach, RBD);
- (v) Per modificare positivamente l'input sismica alla base delle strutture in zona sismica (Earthquake Based Design approach, EBD). (Mandolini 2013).

Le Norme Tecniche per le Costruzioni attualmente in vigore (D.M. 14.01.2008) hanno raccolto tale esigenza, consentendo la possibilità di effettuare una progettazione di fondazioni su pali che tenga conto dell'interazione tra i due elementi costituenti la fondazione mista. In particolare il punto 6.4.3 contempla la possibilità di effettuare le verifiche *"a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali) che porti alla determinazione dell'aliquota dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali."* Nel caso in cui la verifica allo SLU sia garantita dalla sola struttura di collegamento, *"ai pali può essere assegnata la sola funzione di riduzione e regolazione degli spostamenti"*, relativamente al solo carico effettivamente gravante sui pali. E' quindi necessario disporre di metodi di analisi che permettano di fornire la ripartizione del carico totale applicato alle due componenti della fondazione mista e di come la loro interazione modifica la risposta in relazione ad esse prese separatamente.

Mentre per fondazioni di argilla, dove maggiormente è sentita l'esigenza di una ottimizzazione dell'opera di fondazioni mista, sono state portate avanti

numerose ricerche che mostrano come la mobilitazione della resistenza dei pali tende ad essere poco influenzata dalla presenza della platea, sia in termini di rigidità che di carico limite (Conte et al (2003), Horikoshi et al. (2002), de Santis e Mandolini (2006)), per le fondazioni su terreni granulari, per i quali i fenomeni anzidetti sono certamente meno sentiti, il meccanismo di ripartizione (*load sharing*) tra platea e pali non è ancora pienamente definito, in particolare per quanto riguarda i fattori che governano il fenomeno. A tale scopo, attesa la natura di questi terreni e la difficoltà della loro caratterizzazione meccanica con prove di laboratorio, risulta di indubbia utilità il ricorso a sperimentazioni in media o grande scala, che, a fronte della maggiore difficoltà sperimentale, permettono la misura diretta delle grandezze in gioco e, quindi dell'effettivo comportamento dell'opera.

1.1 Obiettivo della tesi

La platea su pali è una fondazione mista caratterizzata da 3 componenti: Platea, pali e terreno. Il suo comportamento è determinato da una complessa interazione tra gli elementi della fondazione e il terreno.

- Interazione palo-terreno dovuta alla tecnologia esecutiva dei pali;
- Interazione terreno-platea funzione della rigidità relativa
- Interazione palo-palo e palo-platea, dipendente essenzialmente da fattori geometrici come n di pali, interasse, lunghezza dei pali e diametro.

Tali interazioni modificano il comportamento sia in termini di rigidità che di resistenza di ogni elemento costituente il complesso in relazione all'elemento stesso isolato.

La gran parte delle evidenze sperimentali e degli studi di letteratura (es. Conte et al (2003), Horikoshi et al. (2003), de Santis e Mandolini (2006)) riguardano come detto nel paragrafo precedente, platee su pali realizzate in terreni a grana fine, dove la mobilitazione della resistenza dei pali tende ad essere poco influenzata dalla presenza della platea, sia in termini di rigidità

che di carico limite. Pochi e recenti studi fanno riferimento allo studio di fondazioni miste in terreni sabbiosi (es. de Sanctis e Russo (2008), Fioravante e Giletti (2010), Park e Lee (2015)), dove l'interazione tra le diverse componenti può avere effetti rilevanti.

Il presente lavoro ha lo scopo di mettere in evidenza gli effetti che tale interazione produce sulla risposta della fondazione mista sia in termini di rigidità che di resistenza, in particolare indagando il meccanismo di trasferimento del carico tra le diverse componenti in gioco in terreni di tipo sabbioso.

Inizialmente è stato analizzato, attraverso analisi numeriche 3D, un caso di letteratura di platee su pali in terreni sabbiosi di grandi dimensioni proposto da Nguyen et al. (2014). Dai risultati delle analisi è stato possibile evidenziare come diversi fattori quali spessore della platea, numero, lunghezza e configurazione dei pali influenzano il comportamento della platea su pali ed in particolare la distribuzione del carico tra gli elementi che compongono la fondazione.

Successivamente poiché il numero di casi sperimentali ben documentati con misure accurate di cedimenti e distribuzione del carico (*load sharing*) è molto limitato, si è deciso di realizzare un campo sperimentale in media scala che mediasse le due esigenze di ottenere dati riferiti a fondazioni realizzate in sito che non fossero influenzate da fattori di scala, quali ad esempio modelli in centrifuga, e di contenere l'onere economico connesso alla realizzazione di fondazioni di dimensioni reali, con ulteriori difficoltà legate anche ai livelli di carico coinvolti difficilmente gestibili.

I risultati ottenuti sono stati utilizzati per l'implementazione di analisi numeriche agli elementi finiti riproducendo il comportamento dei modelli di fondazione in sito.

1.2 Struttura della tesi

La presente tesi è costituita dai seguenti 8 capitoli:

- *Capitolo 1: Introduzione e scopo della tesi;*
- *Capitolo 2: Analisi bibliografica* sul comportamento e la progettazione di fondazioni miste platee su pali; sono descritti metodi analitici e sperimentali, sia in scala reale che modelli in centrifuga oltre a ricerche sviluppate tramite modellazione numerica;
- *Capitolo 3:* sono analizzati i risultati di Nguyen et al. (2014), i quali mostrano come alcuni fattori quali spessore della platea, lunghezza, numero e configurazione dei pali influiscano sul comportamento della fondazione mista sia in riferimento ai cedimenti assoluti e differenziali, ma soprattutto su come essi influenzino la ripartizione del carico (load sharing) tra gli elementi: pali e platea.
- *Capitolo 4:* è analizzato il *Campo sperimentale* realizzato in media scala per lo studio del comportamento delle fondazioni su pali in sabbia, in particolare sono descritti: il *modello geotecnico del terreno* attraverso una campagna di indagini che ha previsto indagini sia in sito che in laboratorio, e le *opere di fondazione* realizzate con la loro posizione, geometria e tecnologia esecutiva;
- *Capitolo 5:* sono presentate *le prove di carico verticale* effettuate sulle opere di fondazione (descritte nel capitolo 4) sia in termini di attrezzature di prova sia in termini di modalità esecutive. Inoltre sono descritti i risultati delle prove individuando il valore del carico limite delle diverse fondazioni e della loro rigidità. I risultati sono stati elaborati con metodi semplificati.
- *Capitolo 6:* Sono elaborati i *risultati delle prove di carico statiche* (descritte nel capitolo 5). Innanzitutto è stato analizzato il comportamento del palo singolo, in particolare utilizzando i dati estensimetrici è stata valutata l'aliquota di resistenza laterale e alla punta. Sono stati ricavati i moduli elastici dei pali costituenti le diverse

fondazioni, per valutare la variabilità di essi intrinseca in una procedura sperimentale e come ciò modifica la risposta complessiva del sistema, confrontando tali valori con quelli ottenuti da prove dirette sui materiali.

- *Capitolo 7:* è descritto il *modello numerico agli elementi finiti* utilizzato per riprodurre il comportamento delle prove sperimentali, ottenendo le aliquote di carico gravanti sulle due componenti della fondazione mista. Sono stati confrontati i risultati con quelli ottenuti dalle analisi del capitolo 3.
- *Capitolo 8: Conclusioni*

CAPITOLO II

ANALISI BIBLIOGRAFICA

2.1 Introduzione

In letteratura gli studi su platee su pali possono essere divisi in due categorie principali: studi sperimentali e studi analitici.

In questo capitolo verranno illustrati i principali lavori di una estesa letteratura sul tema delle platee su pali in ordine cronologico per identificare i diversi aspetti che ne influenzano il comportamento.

2.2 Studi sperimentali

Akinmusuru (1980) conduce prove di laboratorio su tre tipi di fondazione: platea, gruppo di pali e platea su pali in sabbie asciutte. Egli mostra come la resistenza della platea su pali superi quella data dalla somma delle capacità portanti della platea e del gruppo di pali dovuto all'incremento di carico limite del palo a causa dell'interazione palo-platea ossia della pressione di contatto che la platea esercita sul terreno.

Wiesnet e Brown (1980) effettuano studi sperimentali su modelli di fondazioni su pali in argille sovraconsolidate per investigare la validità di metodi basati sulla teoria dell'elasticità per la previsione del comportamento di platee su pali sotto carichi verticali. Essi osservano che pur considerando il terreno un continuo elastico lineare, le predizioni sui comportamenti, ed in particolare su cedimenti e momento flettente nella platea, risultano accettabili.

Cooke (1986) presenta i risultati di una serie di modelli in piccola scala su platee, gruppi di pali e platee su pali con dimensioni variabili in argilla. Egli nota come la rigidità della platea su pali può eccedere quella del gruppo di pali di massimo il 30%, a differenza della resistenza che può essere molto

più grande. Egli sottolinea l'importanza della lunghezza dei pali su comportamento della platea su pali osservando che la lunghezza dei pali dovrebbero essere funzione della dimensione della platea. Inoltre ulteriore osservazione è che in caso di platee rigide la distribuzione di carico tra gli elementi che compongono la platea su pali, platea e gruppo di pali, è funzione del numero di pali e del loro interasse. Per i comuni valori di interasse, egli nota come i pali di bordo possono essere coricati il doppio rispetto a quelli centrali.

Phung (1993) ha eseguito prove sperimentali in grande scala su platee superficiali, palo singolo, gruppi di pali e platee su pali in sabbie sia sciolte che dense. Egli confronta la capacità della fondazione mista con quella delle altre tipologie di fondazioni. Egli osserva come il comportamento della platea su pali risulta governato dall'interazione palo-platea che nasce dal contatto tra platea e terreno e che incrementa la resistenza laterale del palo. Inoltre gli fa notare come il palo centrale della platea su pali risulta sempre maggiormente caricato.

Horikoshi e Randolph (1996) hanno condotto prove in centrifuga su modelli di platee su pali circolari e flessibili per studiarne il comportamento in termini di cedimento in terreni argillosi. Osservano come anche un piccolo gruppo di pali può ridurre significativamente i cedimenti differenziali di una platea, inoltre come anche una piccola platea su un palo singolo può incrementare significativamente la capacità portante del sistema di fondazione.

Horikoshi et al. (2003) conducono prove in centrifuga su modelli di platee su pali in sabbie soggetti a carichi verticali e orizzontali. Essi hanno esaminato l'effetto della rigidità di collegamento della testa dei pali sul comportamento della fondazione, mostrando come la capacità portante del gruppo di pali aumenti quando la platea è a contatto con il terreno dovuto all'incremento di stato tensionale che si genera nel terreno.

Conte et al. (2003) estendono lo studio sperimentale di Horikoshi and Randolph (1996) effettuando ulteriori prove in centrifuga su modelli di gruppi di pali quadrati con collegamento rigido e platee su pali in argilla. Essi trovano che il contributo della capacità del palo diminuisce sulla capacità complessiva della platea su pali nelle aree in cui la platea si estende oltre il gruppo di pali e che i pali centrali posti sotto la platea per ridurre i cedimenti possono essere caricati fino alla loro massima capacità portante senza compromettere a stabilità della fondazione.

Katzenback (2000) e Reul (2003) riportano i comportamenti di alcune platee su pali realizzate in Germania sia in argilla (argille di Francoforte) sia in sabbia sciolta (sabbia di Berlino). Una grande influenza della posizione dei pali sulla curva carico-cedimento del palo è stato osservato nella platea su pali in argilla dove il carico aumenta partendo dai pali centrali verso quelli d'angolo. La variazione del carico con la posizione dei pali è dovuta alla deformazione della platea che causa piccoli cedimenti differenziali tra i pali del centro della platea e il terreno circostante. Quindi il carico agente sulla superficie laterale dei pali centrali è più piccolo di quello che agisce sui pali di bordo e di angolo. Gli autori inoltre osservano che la platea su pali riduce notevolmente sia i cedimenti assoluti che differenziali. Rispetto alle fondazioni convenzionali la platea su pali può portare a riduzione anche del 60% del numero totale di pali e della loro lunghezza necessaria.

Lee e Chung (2005) hanno eseguito prove in piccola scala su gruppi di pali e platee su pali in sabbie dense analizzando l'influenza della platea sul comportamento del gruppo di pali sotto carichi verticali. Le prove mostrano come il contatto della platea sul terreno incrementa l'attrito laterale dei pali dopo il raggiungimento del loro carico limite, in funzione dell'interasse dei pali. Inoltre essi osservano come, almeno nella fase iniziale, la platea all'interno della fondazione mista, trasferisce meno carico della platea considerata separatamente.

Fioravante e Jamiolkowski (2005) riportano i risultati di prove in centrifuga su platee su pali rigide e circolare in argille sovraconsolidate. Si nota come la distribuzione di carico all'interno di un gruppo di pali sotto una platea rigida, all'interno del range dei carichi di lavoro, non è uniforme. La previsione dei risultati con un'analisi elastica lineare risultano coerenti con i risultati sperimentali. Inoltre essi hanno osservato come il meccanismo di trasferimento del carico di pali all'interno di un gruppo di pali utilizzato come riduttore di cedimenti è differente da quello del palo singolo. Ciò è dovuto al trasferimento di un'aliquota di carico direttamente al terreno dalla platea che modifica lo stato di confinamento tra i pali vicini.

El Sawwaf (2010) ha condotto uno studio sperimentale per studiare l'effetto dell'uso di pali corti per supportare platee in terreni sabbiosi soggette a carichi eccentrici. I risultati di tale studio mostrano l'efficacia di usare pali corti al bordo della platea per ridurre sia i cedimenti che l'inclinazione di essa oltre che per migliorare la pressione all'interno della platea. Dall'analisi dei risultati l'autore nota come l'efficacia dei pali corti per migliorare le prestazioni della fondazione mista è funzione della configurazione dei pali e dal rapporto di eccentricità del carico.

Fioravante e Giretti (2010) analizzano il comportamento delle platee su pali rigide in terreni sabbiosi soggetti a carichi verticali attraverso un largo numero di prove in centrifuga evidenziando gli effetti dell'interazione platea-palo-terreno sul comportamento dei pali e sulla rigidezza e resistenza della platea su pali analizzando il meccanismo di trasferimento del carico tra i diversi elementi che compongono la fondazione mista investigando i maggiori fattori che governano il fenomeno. Gli autori mostrano come il carico applicato alla platea induce un incremento delle tensioni verticali che causa un aumento dello stato tensione radiale agente sulla superficie laterale dei pali. Esso genera un significativo incremento del valore della resistenza laterale limite mobilitato a piccoli spostamenti specialmente nella porzione di palo superiore. L'interazione tra i pali causa una mobilitazione della

resistenza laterale più lenta se confrontata con quella del palo singolo sotto la platea. Il trend di crescita aumenta all'aumentare del numero di pali e al diminuire dell'interasse. Inoltre l'autore sottolinea come l'interazione tra i pali che produce una risposta più morbida può essere compensata o addirittura ecceduta dall'effetto dell'incremento di stato tensione radiali indotto del terreno dall'interazione tra i pali. I risultati delle prove mostrano che il meccanismo di ripartizione tra i pali e la platea dipende dalla rigidità relativa palo-terreno. La platea e i pali cedono della stessa quantità e i pali sono direttamente caricati dalla platea. All'atto dell'applicazione del carico i pali sono più rigidi del terreno circostante e portano la maggior parte del carico applicato fino alla completa mobilitazione della capacità portante, mentre il terreno è caricato progressivamente dai cedimenti della platea. In questa fase l'aliquota di carico complessivo applicato trasmesso al terreno diminuisce all'aumentare del numero di pali. I pali riducono i cedimenti della fondazione trasferendo la maggior parte del carico totale a terreni più profondi e rigidi. Quando i pali raggiungono la loro condizione limite i successivi incrementi di carico sono supportati dal terreno che presenta un comportamento ancora lineare, la rigidità della platea su pali sarà controllata dal contatto platea-terreno.

Soares (2011) analizza il comportamento di platee su pali in terreni sabbiosi sotto carichi verticali attraverso una serie di prove sperimentali in media scala. Dai risultati delle prove sulla fondazione miste e dei suoi componenti realizzate separatamente, l'autore ha individuato il contributo della platea al carico limite e ha analizzato il meccanismo di trasferimento del carico tra platea e gruppo di pali al variare del numero di pali. Dai risultati si nota come il contributo della platea al carico limite della fondazione mista tende a diminuire all'aumentare del numero di pali. Al contrario, il meccanismo di trasferimento del carico mostra che l'aliquota di carico trasferito direttamente dalla platea al terreno in condizioni ultime aumenta all'aumentare del numero di pali.

2.3 Studi analitici

Sono stati sviluppati diversi metodi per le analisi delle platee su pali, alcuni dei quali riassunti da Poulos et al. (1997). Si possono individuare tre grandi categorie di metodi di analisi:

- *Metodi di calcolo semplificati:* coinvolgono un certo numero di semplificazioni in funzione del profilo del terreno e delle condizioni di carico sulla platea;
- *Metodi di calcolo approssimati:* ad esempio il metodo delle "strisce su molle" in cui la platea è rappresentata da una serie di strisce e i pali da molle di appropriata rigidità, così come in metodo della "platea su molle", in cui la platea è rappresentata da una piastra e i pali sono delle molle;
- *Metodi di calcolo rigorosi:* ad esempio il metodo agli elementi di contorno BEM in cui sia i pali che la platea all'interno del sistema sono discretizzati come elementi di contorno ed in cui si fa riferimento alla teoria elastica, i metodi che combinano elementi BEM per i pali e metodi agli elementi finiti FEM per la platea, analisi semplificata gli elementi finiti in cui abitualmente il sistema di fondazione è analizzato il deformazione piana o assialsimmetria, analisi tridimensionali agli elementi finiti.

2.3.1 Metodi di calcolo Semplificati

Metodo della piastra equivalente

Il metodo consiste nell'assimilare la fondazione su pali ad una piastra equivalente disposta ad una certa profondità. Il cedimento medio della palificata è calcolato come:

$$w_{medio} = w_P + w_e \quad (2.1)$$

con:

w_p = cedimento della piastra equivalente;

w_e = l'accorciamento elastico dei pali per il tratto della sommità fino alla profondità della piastra;

Generalmente si considera una diffusione di 1 a 4 per la valutazione dell'area della piastra equivalente. Per la definizione del cedimento si può far riferimento ad un metodo che prevede l'integrazione delle deformazioni verticali sotto la platea equivalente il quale permette di tenere conto della variazione del modulo di rigidezza del terreno (ad esempio Poulos (1993)).

Poulos (1993) presenta i risultati di uno studio parametrico confrontando il metodo della piastra equivalente con analisi più rigorose affermando che per i gruppi con un numero di pali maggiore di 16, il metodo risulta utilizzabile per la previsione dei cedimenti, mentre il cedimento risulta sovrastimato per fondazioni con un numero di pali relativamente piccolo.

Metodo del palo equivalente

Il metodo del palo equivalente è stato suggerito da **Poulos e Davis (1980)** e consiste nel sostituire il gruppo di pali ed il terreno interposto con un unico palo equivalente; quest'ultimo può essere scelto con lo stesso ingombro in pianta del gruppo reale e con una lunghezza equivalente L_e oppure con la stessa lunghezza del gruppo reale e con un diametro equivalente d_e . Randolph (1994) suggerisce di utilizzare quest'ultimo approccio ponendo:

$$d_e = \sqrt{\frac{4}{\pi} A_g} = 1.13 \sqrt{A_g} \quad (2.2)$$

Dove A_g rappresenta l'area del gruppo di pali in pianta.

Il modulo E_{eq} del palo equivalente può essere assunto pari a:

$$E_{eq} = E + (E_p - E) \frac{A_p}{A_g} \quad (2.3)$$

dove:

E_p = modulo di Young del palo;

E = modulo di Young medio del mezzo elastico con il quale si schematizza il terreno attraversato dai pali;

A_p = area occupata dalla sezione dei pali;

All'interno dello stesso studio parametrico descritto in precedenza **Poulos (1993)** confronta il metodo del palo equivalente con analisi più rigorose mostrando come tale metodo tende a sottostimare i cedimenti al crescere del numero di pali all'interno del gruppo, per gruppi con numero di pali contenuti la predizione del cedimento risulta affidabile.

Metodo di Poulos-Davis- Randolph (PDR)

Metodo proposto da Poulos (2000) derivante dalla combinazione dei metodi originariamente proposti da **Poulos & Davis (1980)** e da **Randolph (1994)**. Il metodo prende in considerazione una platea, di rigidezza K_P e carico limite Q_P , ed un gruppo di pali di rigidezza K_G e carico limite Q_G combinati tra loro a costituire una platea su pali di rigidezza K_{PP} e carico limite Q_{PP} . Esso consente di valutare la risposta in termini di cedimento medio di una fondazione mista e si basa su due fasi principali:

- Valutazione del carico limite;
- Valutazione della curva carico-cedimento.

Per la definizione della capacità portante si utilizzano le indicazioni fornite da Poulos (2000). Egli suggerisce di considerare il valore del carico limite della platea su pali Q_{PP} come il valore minore tra:

- La somma del carico limite del gruppo di pali valutato nell'ipotesi di rottura a blocco $Q_{G,blocco}$ e del carico limite della parte di platea esterna all'area occupata dai pali $Q_{P,est}$:

$$Q_{PP} = Q_{G,blocco} + Q_{P,est} \quad (2.4)$$

- La somma del carico limite del gruppo di pali Q_G e quello della platea Q_P valutati separatamente con approcci convenzionali:

$$Q_{PP} = Q_G + Q_P \quad (2.5)$$

Per la valutazione della curva carico-cedimento, il metodo assume che il comportamento della platea e del gruppo di pali sia di tipo elastico lineare fino al raggiungimento del loro valore ultimo, il che determina una curva carico-cedimento di tipo tri-lineare (Figura 2.1).

Il punto A rappresenta il punto in corrispondenza del quale è interamente mobilitata la resistenza del gruppo di pali Q_G il che avviene per un carico totale applicato sulla fondazione mista pari a Q_A . Fino a quel punto il cedimento varia secondo l'espressione:

$$w = \frac{Q}{K_{PP}} \quad (2.6)$$

con:

$$K_{PP} = X * K_G \quad (2.7)$$

$$X = \frac{1+(1-2\alpha_{cp})\left(\frac{K_P}{K_G}\right)}{1-\alpha_{cp}^2\left(\frac{K_P}{K_G}\right)} \quad (2.8)$$

Gli elementi che compongono la fondazione mista, platea e pali, si ripartiscono il carico secondo le seguenti espressioni:

$$\alpha_{pr} = \frac{1}{1+\beta} \quad (2.9)$$

$$\alpha_{rp} = 1 - \alpha_{pr} \quad (2.10)$$

con:

$$\beta = \frac{(1-\alpha_{cp})}{1-\alpha_{cp}\left(\frac{K_P}{K_G}\right)} \left(\frac{K_P}{K_G}\right) \quad (2.11)$$

All'interno di tali espressioni, suggerite da Randolph (1994), compare il coefficiente di interazione α_{cp} tra platea e pali valutabile come:

$$\alpha_{cp} = 1 - \frac{\ln(r_c/r_0)}{\zeta} \quad (2.12)$$

In cui:

r_c = raggio medio della porzione di platea afferente al singolo palo (essa è pari all'area della platea diviso il numero di pali);

r_0 = raggio dei pali;

$\zeta = \ln(r_m/r_0)$;

r_m = raggio magico secondo l'espressione di Randolph e Wroth (1978).

Analisi più rigorose condotte da Randolph e Clancy (1993) mostrano come il coefficiente di interazione α_{cp} tende ad un valore costante pari a 0.8 indipendentemente dalla rigidezza relativa palo-terreno e dalle caratteristiche geometriche dei pali. Sostituendo tale valore all'interno delle espressioni 2.8 e 2.11 si ottiene:

$$X = \frac{1 - 0.6(K_P/K_G)}{1 - 0.64(K_P/K_G)} \quad (2.13)$$

$$\beta = \frac{0.2}{1 - 0.8(K_P/K_G)} (K_P/K_G) \quad (2.14)$$

Oltre il punto A, gli ulteriori incrementi di carico sono assorbiti dalla platea e il cedimento è valutato come:

$$w = \frac{Q_A}{K_{PP}} + \frac{Q - Q_A}{K_P} \quad (2.15)$$

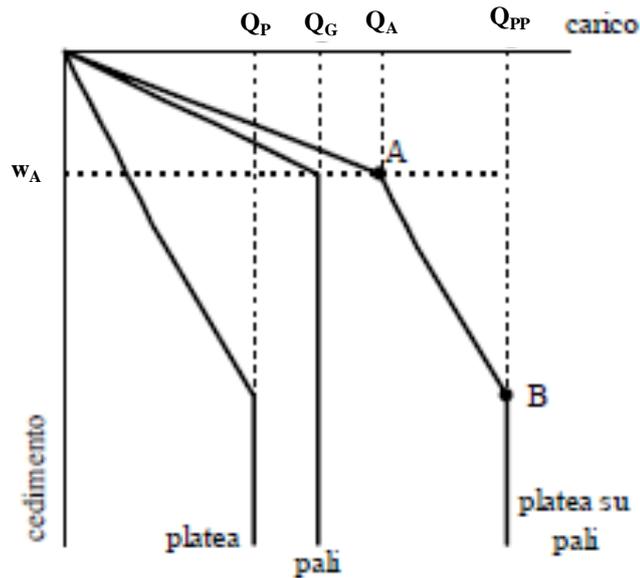


Figura 2.1 – Curva carico-cedimento secondo il metodo PDR

Approccio di Burland

Burland (1995) sviluppa un processo di progettazione semplificato per pali che agiscono come riduttori di cedimento e che quindi sviluppano la loro piena capacità portante:

- Stimare la relazione carico-spostamento della platea senza pali (figura 2.2). Il carico di progetto q_0 induce un cedimento w_0 ,
- definito un valore di cedimento accettabile w_d che include un margine di sicurezza, Q_1 è il carico trasferito dalla platea in corrispondenza del cedimento w_d . L'ulteriore carico $Q - Q_1$ si assume essere trasferito ai pali. La resistenza laterale di questi può essere completamente mobilitata e quindi si può non considerare il fattore di sicurezza.

Tuttavia Burland suggerisce un "fattore di mobilitazione" di circa 0,9 applicato alla resistenza laterale ultima dei pali.

Se i pali sono posizionati al di sotto dei pilastri che trasferiscono un carico maggiore della resistenza laterale ultima Q_{su} la platea su pali può essere analizzata come una platea in cui agisce un carico ridotto pari a $Q_r = Q - 0,9Q_{su}$ e il momento flettente all'interno della platea sarà valutato secondo tale

carico. Burland non fornisce esplicitamente un processo per stimare i cedimenti della platea su pali; Poulos (2001b) suggerisce di adottare l'approssimazione di Randolph (1994) in cui il cedimento della platea su pali è uguale al cedimento della platea semplice soggetta al carico totale per il rapporto tra le rigidezze della platea semplice e della platea su pali:

$$w_{PP} = w_P \frac{K_P}{K_{PP}} \quad (2.16)$$

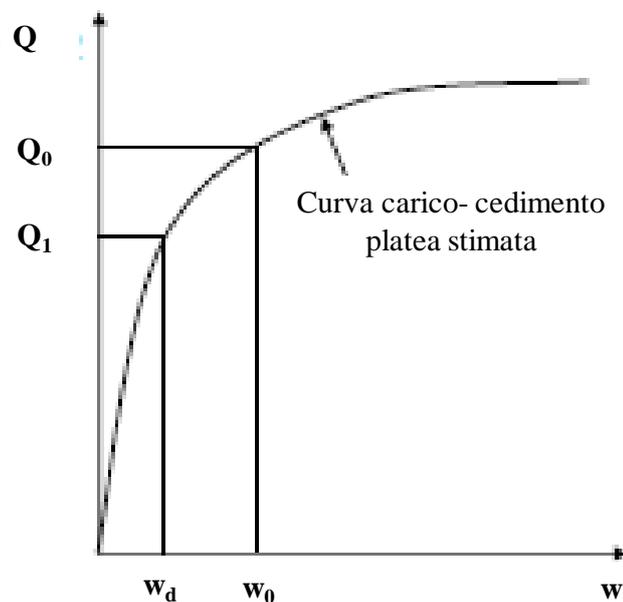


Figura 2.2 – Approccio semplificato di Burland: Curva carico-cedimento platea

2.3.2 Metodi di calcolo approssimati

Un esempio di tale metodo è presentato da Poulos (1991) definito *approccio a strisce su molle*: una sezione di platea è rappresentata da una striscia e i pali da molle. Gli effetti delle parti della platea al di fuori della striscia selezionata vengono presi in considerazione calcolando i cedimenti in condizione di campo libero. Questi cedimenti sono poi incorporati nelle analisi e la striscia è analizzata per ottenere i cedimenti e i momenti flettenti dovuti ai carichi applicati su di essa ed i cedimenti del terreno dovuti alla parte di platea al di fuori della striscia. La non linearità del terreno viene

considerata in modo approssimato limitando le pressioni di contatto al suolo tali da non eccedere la capacità portante in compressione o l'elevazione della platea in tensione. I carichi sui pali sono allo stesso tempo limitati in maniera tale da non eccedere la capacità portante valutata preliminarmente o indurre il sollevamento di essi. In realtà il carico trasmesso al terreno dalla platea può indurre effetti benefici sul comportamento dei pali all'interno della fondazione mista. Un buon accordo tra il metodo delle strisce e altri metodi, sia semplificati che rigorosi, è stato ottenuto da Poulos (2001b).

Un ulteriore approccio è quello della *platea su molle*: in questo tipo di analisi la platea è rappresentata da una piastra elastica, il terreno da un continuo elastico, i pali sono modellati come molle. (Clancy e Randolph 1993, Poulos 1994). **Poulos (1994)** sviluppa un metodo alle differenze finite per la piastra. Una versione successiva di questo metodo di analisi ha sostituito l'uso del metodo alle differenze finite per l'analisi della platea con un'analisi agli elementi finiti.

2.3.3 Metodi di calcolo rigorosi

Approccio misto

Horikoshi e Randolph (1998) sviluppano un metodo di analisi per le platee su pali basato sull'approccio ibrido proposta da Chow (1996). Il gruppo di pali e l'interazione tra pali e platea si basano sulle soluzioni di Mindlin mentre per la risposta del palo singolo si fa riferimento al modello di Randolph e Wroth (1978). La platea flessibile è modellata con elementi plate. Il metodo è in grado di tener conto delle interazioni tra le diverse componenti che costituiscono la fondazione. La validità del metodo è esaminata attraverso il confronto dei risultati ottenuti dalle prove in centrifuga riportate in Horikoshi e Randolph (1996). Gli autori effettuano un'estesa analisi parametrica per studiare il comportamento di platee su pali e per definire dei criteri di buona progettazione. Dai risultati di tale analisi gli

autori affermano che i pali dovrebbero essere distribuiti in un'area compresa tra il 16% e il 25% dell'area della platea al di sotto della zona centrale di essa; la rigidezza del gruppo dei pali dovrebbe essere approssimativamente uguale alla rigidezza della sola platea. La capacità portante dei pali dovrebbe essere progettata tra il 40% e il 70% del carico di progettazione totale in funzione del rapporto tra l'area equivalente del gruppo di pali e l'area totale della platea, e del coefficiente di Poisson.

Russo (1998) presenta un metodo che consente di analizzare piastre su pali rettangolari di rigidezza finita soggette a carichi verticali. Il terreno di fondazione è schematizzato con una serie di strati orizzontali a cui è associato un comportamento elastico. La platea è elaborata attraverso un'analisi agli elementi finiti, mentre l'interazione palo terreno attraverso un'analisi BEM. Anche alla platea è associato un comportamento elastico, mentre i pali è associato un comportamento non lineare derivante dalla curva carico cedimento che viene implementata nel programma.

El-mossalamy e Franke (1998) e Franke et al. (2000) hanno presentato un metodo che combina l'analisi BEM ed analisi FEM. La platea è modellata da FEM come una piastra caricata dalla sovrastruttura, essa è supportata da delle molle che in parte rappresentano i pali e in parte il terreno. Le pressioni di contatto tra la platea e il terreno e tra i pali e il terreno sono modellata come BEM. Per la platea e per i pali si considera una rigidezza finita, così come si assume una risposta non lineare per i pali. Gli autori mostrano come da una parte l'effetto dell'interazione palo-platea diminuisce il modulo di reazione del palo ma dall'altro lato ne incrementa il carico limite. Questi effetti dipendono dal livello di carico, dalle dimensioni, dalla platea e del gruppo e dalla posizione dei pali all'interno del gruppo. Inoltre la resistenza laterale del palo è attivata a partire dalla punta verso la testa palo in contrasto a quanto succede nel palo isolato, infatti il terreno al di sotto della platea è costretto a cedere della stessa quantità della platea e dei pali. Il grado di

mobilitazione della resistenza laterale dei pali dipende dalla posizione dei singoli all'interno del gruppo.

Huang et al. (2011) sviluppano un metodo analitico non lineare per l'analisi delle deformazioni e della distribuzione dei carichi nelle platee su pali in terreni stratificati. Il metodo si basa sul modello di Winkler. Il metodo considera platee rettangolari e rigide. L'interazione platea-terreno è assunta continua e liscia, quindi la connessione tra platea e palo è tale da trasmettere la sola forza verticale. Per i pali si assume un comportamento elastico lineare isotropo, per il terreno invece si assume un comportamento non lineare e stratificato. Gli autori verificano la validità del metodo confrontando i risultati sia con risultati sperimentali (O'Neill (1981)) sia con analisi numeriche rigorose FEM (Kitiyodom e Matsumoto (2003)). Il confronto dei risultati mostra come il metodo è capace di predire in maniera accettabile sia le deformazioni che la distribuzione dei carichi sul palo singolo, sul gruppo di pali e sulla platea su pali.

Nguyen e Kim (2013) sviluppano un metodo analitico per il calcolo delle caratteristiche di una fondazione su pali che considera l'interazione tra i diversi componenti della fondazione stessa tra cui pali platea e terreno. La platea è considerata un elemento plate supportato dal gruppo di pali e dal terreno. Il carico limite del gruppo di pali è preso in considerazione per il calcolo dei cedimenti quando la fondazione è soggetta ad un carico verticale esterno elevato. Il comportamento dei pali è di tipo non lineare. Per verificare l'affidabilità del metodo gli autori effettuano un confronto sia con dati sperimentali di prove in centrifuga in terreni sabbiosi, sia con analisi tridimensionali agli elementi finiti. Da tale confrontassi nota come il metodo stima in maniera accurata sia il cedimento che la distribuzione di tensione della platea. Inoltre secondo gli autori il metodo offre ulteriori vantaggi: utilizzando la risposta sperimentale del palo singolo il metodo permette di sviluppare la capacità ultima dei pali considerando così la risposta non lineare del sistema di fondazione. Inoltre la combinazione tra molle per i pali

e per la platea permette di considerare adeguatamente i ruoli di pali e platea. Ulteriore aspetto da non sottovalutare è che il metodo può essere implementato in qualunque programma commerciale strutturale.

Analisi numeriche bidimensionali

L'analisi della fondazione è effettuato risolvendo un problema bidimensionale di deformazioni piane (plane-strain) o in condizioni di assialsimmetria. In entrambi i casi è necessario effettuare importanti semplificazioni al modello, soprattutto in riferimento ai pali che generalmente sono modellati come muri a cui è necessario associare una rigidezza equivalente alla rigidezza totale dei pali. Ulteriore problema è quello di rappresentale carichi concentrati, in quanto essi dovranno necessariamente essere spalmati.

Poulos (2001b) confronta i risultati di analisi bidimensionali in plane strain con risultati ottenuti dal metodo semplificato PDR, dal un metodo approssimato e da analisi rigorose tridimensionali. Egli sottolinea come l'analisi bidimensionale può fortemente sovrastimare i cedimenti, e quindi l'uso di tale modellazione deve essere effettuato con estrema cautela in quanto i risultati potrebbero essere forvianti soprattutto per platee quadrate o rettangolari.

Analisi numeriche tridimensionali

Zhuang e Lee (1994) sviluppano un'analisi tridimensionale agli elementi finiti per predire la distribuzione di carico tra i pali in una fondazione mista usando elementi Brick per modellare struttura, platea, pali e terreno. Essi investigano gli effetti di alcune variabili quali rigidezza strutturale, lunghezza e interasse dei pali e rigidezza relativa tra platea e pali sulla distribuzione dei carichi tra i pali. Essi osservano come la rigidezza strutturale, della platea e dei pali ed il rapporto l/d del palo influiscono significativamente sulla distribuzione del carico. Se da un lato incrementando la lunghezza dei pali

e diminuendo la rigidità degli elementi che compongono la fondazione mista, la distribuzione di carico diventa più uniforme, dall'altro all'aumentare della rigidità della platea gli effetti della rigidità strutturale sulla distribuzione del carico dei pali si riducono.

Katzenbach e Reul (1997) e Katzenbach et al. (1998) descrivono un modello strutturale agli elementi finiti in grado di analizzare il comportamento carico-cedimento della platea e dei pali e l'interazione platea-terreno platea-palo e palo-palo. In tale modellazione essi considerano terreno e pali rappresentati da elementi tridimensionali mentre la platea viene modellata con elementi Shell. I pali sono modellati a comportamento elastico lineare mentre la platea è considerata rigida. Al terreno è associato un materiale elastoplastico. Tale modellazione è stata utilizzata per analizzare edifici alti. Gli autori mostrano come i pali all'interno della fondazione sviluppano più del doppio della resistenza laterale rispetto ad un palo isolato o all'interno di un gruppo di pali. Questo a causa dell'incremento dello stato tensione generato tra il terreno e la superficie laterale del palo dai carichi sulla platea. Il problema principale relativo alle analisi tridimensionali è sicuramente l'onere computazionale. Spesso esse vengono utilizzate per ottenere soluzioni di riferimento su cui poi confrontare metodi di analisi più semplice piuttosto che come strumenti di progettazione. Katzenbach et al. (1998) sviluppa un diagramma che relaziona il cedimento relativo inteso come rapporto tra il cedimento della platea su pali e quello della platea isolata al numero e alle caratteristiche geometriche (lunghezza e diametro) dei pali. Si nota come, dato un numero di pali, all'aumentare di l/d il cedimento relativo si riduce.

Reul (2004) conduce studi numerici rigorosi usando analisi tridimensionali agli elementi finiti per studiare il comportamento di platee su pali in argille sovraconsolidate. L'autore usa il metodo degli elementi finiti per modellare terreno e fondazioni per ottenere informazioni dettagliate sull'interazione terreno-struttura. Egli osserva che essa porta ad un incremento della resistenza laterale nei pali all'aumentare del carico o dei cedimenti.

Reul e Randolph (2004) conducono uno studio parametrico, attraverso analisi tridimensionali agli elementi finiti, per investigare gli effetti di alcuni parametri quali la posizione, il numero, la lunghezza dei pali, la rigidezza relativa platea-terreno e la distribuzione del carico sul comportamento della platea su pali. Essi osservano che minori cedimenti possono essere ottenuti usando pali di lunghezza maggiore piuttosto che un numero di pali maggiore. All'aumentare del livello di carico applicato la rigidezza della platea su pali diminuisce. La rigidezza relativa platea-terreno e la configurazione del carico hanno un effetto maggiore sui cedimenti differenziali piuttosto che sui cedimenti assoluti.

de Sanctis e Mandolini (2006) propongono un criterio per la valutazione della capacità portante di una platea su pali a partire dalle resistenze dei suoi componenti analizzate separatamente. Il criterio si basa su una combinazione lineare dei carichi verticali della platea senza pali e del gruppo di pali (Lee (1994) e Borel (2001)):

$$Q_{PP} = \alpha_G Q_G + \alpha_P Q_P \quad (2.17)$$

Per la valutazione dei coefficienti che esprimono l'influenza reciproca a rottura della platea α_P e del gruppo di pali α_G quando combinati in una fondazione mista, è stato condotto un ampio studio parametrico attraverso analisi tridimensionali agli elementi finiti in terreni argillosi. Le analisi sono state condotte in controllo di spostamento nell'ipotesi di platea infinitamente rigida. A valle delle analisi gli autori affermano che:

- A grandi spostamenti il carico agente sui pali è praticamente pari al carico limite del gruppo di pali valutata separatamente, a sottolineare la modesta influenza della platea sulla capacità portante del gruppo di pali. Quindi nell'espressione 2.17 è possibile considerare $\alpha_G = 1$;

- I pali all'interno della platea inibiscono la mobilitazione dell'intera capacità portante della platea (effetto scudo), che risulta comunque sempre positivo.

Per la determinazione del coefficiente α_p , gli autori interpolano linearmente i risultati delle analisi parametriche in funzione del rapporto $(A_g/A)/(s/d)$, con A_g =area occupata dai pali; A = area platea; s = interasse tra pali di diametro d (figura 2.3). dai dati interpolati con una retta sembra che esiste un valore critico di $(A_g/A)/(s/d)$ tale che la platea non riesce a contribuire al carico limite della fondazione mista. Tale valore risulta circa pari ad 1/3 ossia in corrispondenza di $A_g/A=1$ e $s/d=3$, valori utilizzati nella progettazione convenzionale delle fondazioni su pali.

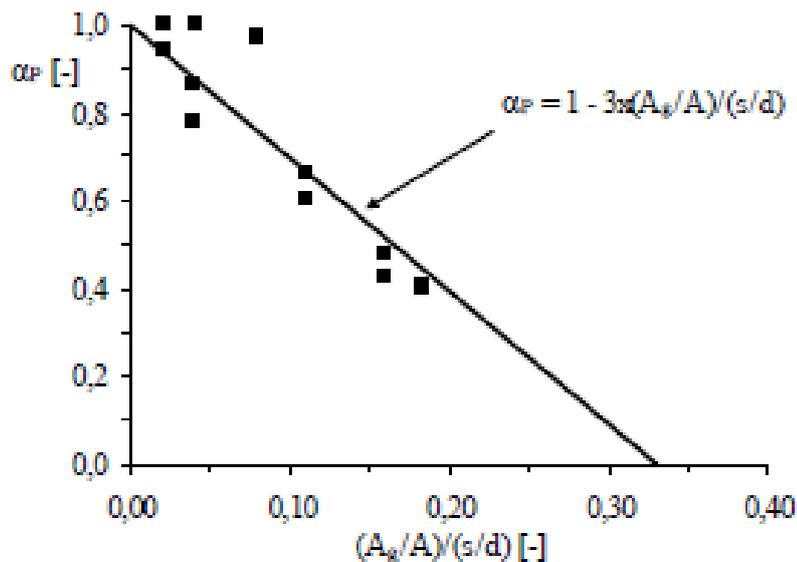


Figura 2.3 - Relazione tra α_p e $(A_g/A)/(s/d)$

Ulteriore considerazione che gli autori sottolineano è:

- Per una platea su pali soggetta ad un carico Q è possibile definire 3 diversi coefficienti di sicurezza: per la platea $FS_p=Q_p/Q$, per il gruppo di pali $FS_G=Q_G/Q$ e per la platea su pali $FS_{pp}=Q_{pp}/Q$. si nota come il rapporto ξ risulta indipendente dal livello di carico e assume valori compresi tra 0.8 e 1.

$$\xi_{PP} = \frac{Q_{PP}}{Q_P + Q_G} = \frac{FS_{PP}}{FS_P + FS_G} \quad (2.18)$$

Comodromos et al. (2009) conducono analisi parametriche su fondazioni su pali usando metodi alle differenze finite. Essi osservano che in caso di platea caricata da carichi verticali non uniformi la distribuzione di carico è maggiore nei pali nelle vicinanze dell'area caricata se lo spessore della platea è minore del diametro dei pali, viceversa se lo spessore della platea è maggiore del diametro dei pali il tipo e la posizione dei carichi applicati non ha effetti sulla distribuzione dei carichi sui pali della fondazione.

Cho et al. (2012) effettuano una serie di analisi numeriche per investigare il comportamento di platee su pali sotto carichi verticali. Le analisi sono di tipo tridimensionale elasto-plastiche con modello di interfaccia a scorrimento. Le analisi parametriche prevedono la valutazione dell'influenza sul comportamento della fondazione mista di parametro quali posizione, numero e lunghezza dei pali e la loro distribuzione al di sotto della platea. Sulla base dei risultati gli autori affermano che i cedimenti assoluti possono essere ridotti ponendo i pali ad un interasse maggiore mantenendo inalterato il numero di pali; l'efficacia dei pali in una fondazione mista è massima quando il carico applicato è simile alla capacità portante del gruppo di pali; i cedimenti differenziali sono minimizzati posizionando i pali nella zona centrale della platea, la scelta dal rapporto tra area dei pali e quella della platea è funzione non solo del numero e lunghezza dei pali, ma anche del livello di carico.

Lee et al. (2015) indagano il comportamento di platee su pali in sabbia ponendo la loro attenzione al load-sharing tra platea e pali. Essi eseguono analisi agli elementi finiti tridimensionali su diverse configurazioni di fondazioni e per diversi tipologie di terreno; studiano in particolare come la configurazione dei pali, l'interasse di esse e la densità relativa del terreno

influenzano la risposta della fondazione mista. I risultati mostrano come a piccoli spostamenti l'aliquota di carico gravante sui pali è maggiore, essa decresce rapidamente non linearmente all'aumentare dei cedimenti. Inoltre si nota come la densità relativa risulta praticamente ininfluyente, mentre l'interasse tra i pali gioca un ruolo maggiore: all'aumentare dell'interasse l'aliquota di carico gravante sui pali tende a diminuire a partita di cedimenti. Sulla base dei risultati delle analisi, gli autori sviluppano un modello di distribuzione del carico normalizzato per il calcolo del load-sharing, modello validato attraverso la riproduzione di casi di letteratura.

CAPITOLO III

Analisi di un caso di letteratura:

Parametric study for optimal design of large piled raft foundations on sand

3.1 Introduzione

Una componente chiave di progettazione delle platee su pali è la distribuzione del carico tra platea e pali (load sharing). A causa delle interazioni tra platea e pali, il comportamento degli elementi che costituiscono la fondazione mista risultano differenti se confrontate con le risposte di essi presi separatamente. Per indagare come diversi aspetti influiscono su tale comportamento, nel seguente capitolo si analizzerà un caso di letteratura: Nguyen et al. (2013) valutano l'efficacia di una configurazione di pali concentrati in funzione di carichi applicati sulla riduzione di cedimenti (assoluti e differenziali) attraverso risultati di prove in centrifuga e simulazione numerica agli elementi finiti (Plaxis 3D Foundation). I modelli in centrifuga mostrano come una configurazione di pali concentrati riduce i cedimenti sia assoluti che differenziali di circa il 30-40% rispetto ad una distribuzione di pali uniforme. Successivamente Nguyen et al. (2014) investigano ulteriormente tale aspetto attraverso un'analisi parametrica con pali utilizzati come riduttori di cedimenti. A partire dai casi sviluppati dagli autori si è valutata l'influenza della configurazione, della lunghezza e del numero di pali, dello spessore della platea e della tipologia di carico sulla ripartizione del carico tra gli elementi della platea su pali.

3.1.1 Modelli in centrifuga

Gli autori sviluppano due modelli di platea su pali: uno con una distribuzione uniforme, l'altro con pali concentrati (Figura 3.1). Entrambi i modelli presentano le stesse caratteristiche geometriche sia per la platea che per i

pali (tabella 3.1). I cedimenti della platea sono monitorati attraverso 8 LVDTs lungo 2 diverse sezioni (figura 3.1). L'applicazione dei carichi avviene a mezzo di 4 colonne che trasferiscono il carico applicato alle fondazioni su pali. Il terreno utilizzato per le prove è sabbia sciolta silicea le cui proprietà desunte da prove di compressioni triassiali drenate sono riportate in tabella 3.2.

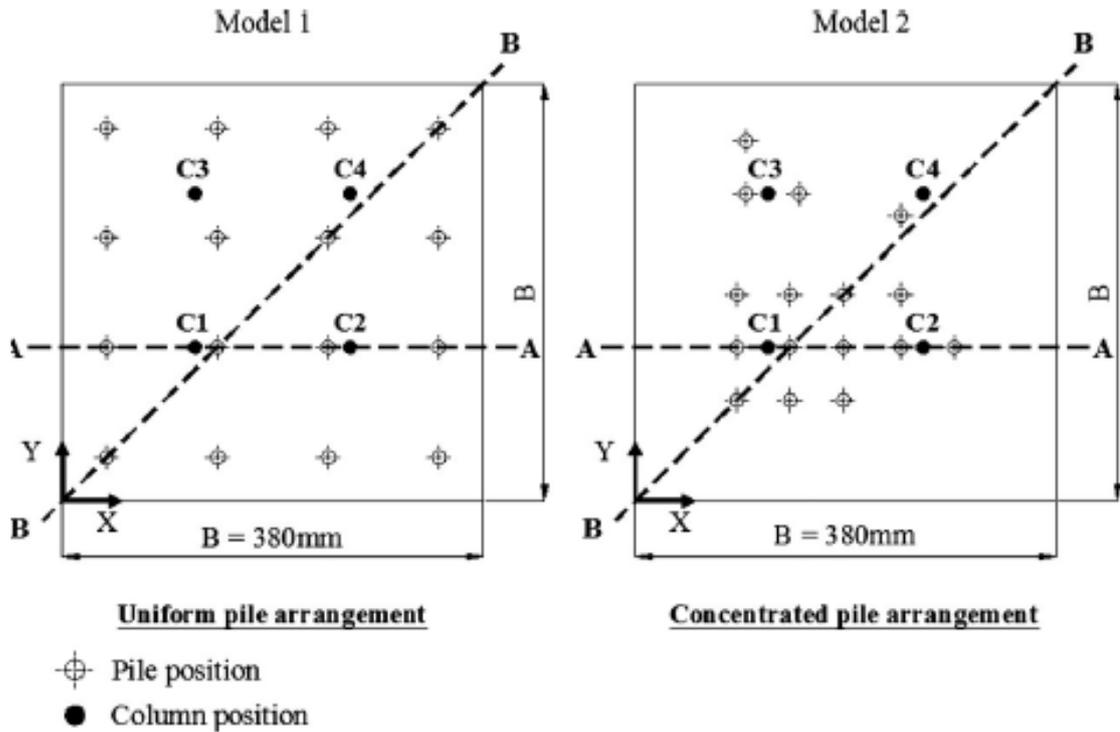


Figura 3.1-Posizione dei pali, colonne e sezioni

Tabella 3.1- Caratteristiche geometriche modelli in centrifuga

Parametri	Centrifuga		Prototipo	
	Modello 1	Modello 2	Modello 1	Modello 2
Platea	Spessore	8 mm	0,542 m	
	Lunghezza	380 mm	19 m	
Pali	Lunghezza	250 mm	12,5 m	
	Diametro	12 mm	0,6 m	
	Numero	16	16	
	Interasse	100 mm 48 mm	5 m	2,4 m
Container	Diametro	900 mm	45 m	
	Altezza	700 mm	35 m	
Terreno	Profondità	350 mm	17,5 m	

Tabella 3.2 - Proprietà sabbia silicia

Relative density	Confinement pressure (kPa)	Depth (m)	E (MPa) $\varepsilon > 0.2\%$	Peak friction angle (ϕ)	Critical state friction angle (ϕ_{cs})
Loose state D _r = 40% ($\gamma_s = 1.37 \text{ t/m}^3$)	50	3.8	8.47	40°	33.5°
	100	7.6	13.33		
	200	15.2	36.84		
	300	22.8	75.25		
	450	34.2	112.53		

I risultati delle prove mostrano come il modello a pali concentrati riduce i cedimenti sia assoluti che differenziali rispetto al caso di distribuzione uniforme (figura 3.2). Essi affermano che ciò è dovuto a:

- Riduzione dell'interasse tra i pali, incrementando così l'interazione tra essi e di conseguenza un aumento della capacità portante del gruppo di pali e quindi una riduzione dei cedimenti della platea nell'area in cui i pali sono concentrati.
- Sviluppo della capacità portante della platea nelle aree dove il carico applicato è piccolo; in tali aree con o senza presenza di pali, la platea è in grado di sopportare il carico applicato con conseguenti cedimenti che presentano valori accettabili.

3.1.2 Simulazione numerica

Per le simulazioni numeriche gli autori utilizzano un programma agli elementi finiti (Plaxis 3D Foundation). Per il terreno è stato utilizzato un modello costitutivo "hardening". I parametri del modello sono riassunti in tabella 3.3. Essi fanno riferimento ad una profondità pari a 2/3 della lunghezza del palo. Il terreno è stato modellato in condizioni drenate.

Tabella 3.3 - Parametri di input del modello numerico (Plaxis 3D)

Pile length (m)	Considered depth (m)	E_{50} (MPa)	Confinement pressure (kPa)	γ_d (kN/m ³)	ϕ	ν	m	ψ
12.5	8.33	16.11	111.84	13.7	40°	0.25	0.65	8°
17	11.33	24.87	149.08					
34	22.67	75.25	298.3					
50	33.33	109.68	438.55					

La platea è stata modellata utilizzando elementi bidimensionali "plate", mentre per i pali gli elementi "embedded pile beam". Gli elementi "embedded interface" consentono di mettere in connessione il terreno con i pali e nel caso specifico per la definizione della resistenza laterale e quella alla punta gli autori utilizzano una funzione presente nel programma che

calcola tali valori a partire dalle proprietà del terreno. Il materiale utilizzato per platea e pali è: calcestruzzo con $E=2.82 \times 10^4$ MPa, $\gamma=15$ kN/m³ e $\nu=0.16$. Il carico è applicato puntualmente in corrispondenza delle colonne presenti nel modello sperimentale. L'intensità del carico deriva dal valore del carico misurato durante le prove in centrifuga. Il rapporto del carico trasmesso alle diverse colonne è pari a 4:2:2:1 (C1:C2:C3:C4). I risultati fanno riferimento al modello in scala.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti da Nguyen et al. sia sperimentalmente (prove in centrifuga) sia numericamente (figura 3.2).

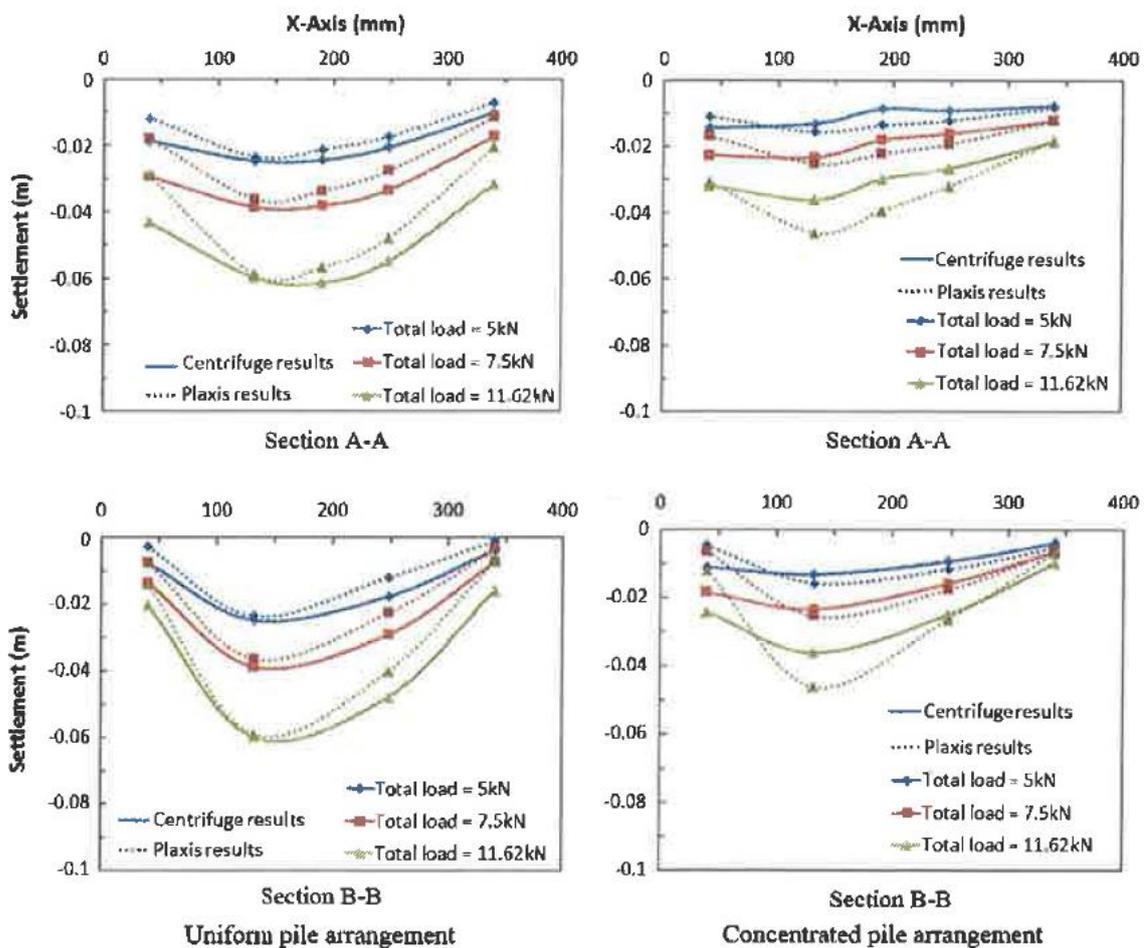


Figura 3.2 - Confronto dei cedimenti ottenuti da prove in centrifuga e Plaxis 3D

Confrontando i risultati dei modelli in centrifuga con quelli ottenuti dalle simulazioni numeriche, si nota come essi presentano lo stesso trend di crescita dei cedimenti differenziali all'aumentare del carico applicato.

Validato così il modello numerico, gli autori sviluppano un'analisi parametrica per investigare gli effetti di alcuni parametri sul comportamento delle platee su pali. Gli aspetti che essi hanno tenuto in conto sono:

- Configurazione dei pali al di sotto della platea;
- Spessore della platea;
- Lunghezza dei pali;
- Numero di pali;
- Tipo di carico.

Tutte le analisi sono state condotte facendo riferimento alle dimensioni del prototipo, così come i risultati.

3.1.2.1 Configurazione dei pali

Per il primo caso sono state condotte analisi per 4 diverse configurazioni (figura 3.3). Le caratteristiche geometriche dei pali e della platea sono le medesime di quelle utilizzate nelle prove in centrifuga. Il carico applicato è pari al massimo raggiunto durante le prove in centrifuga.

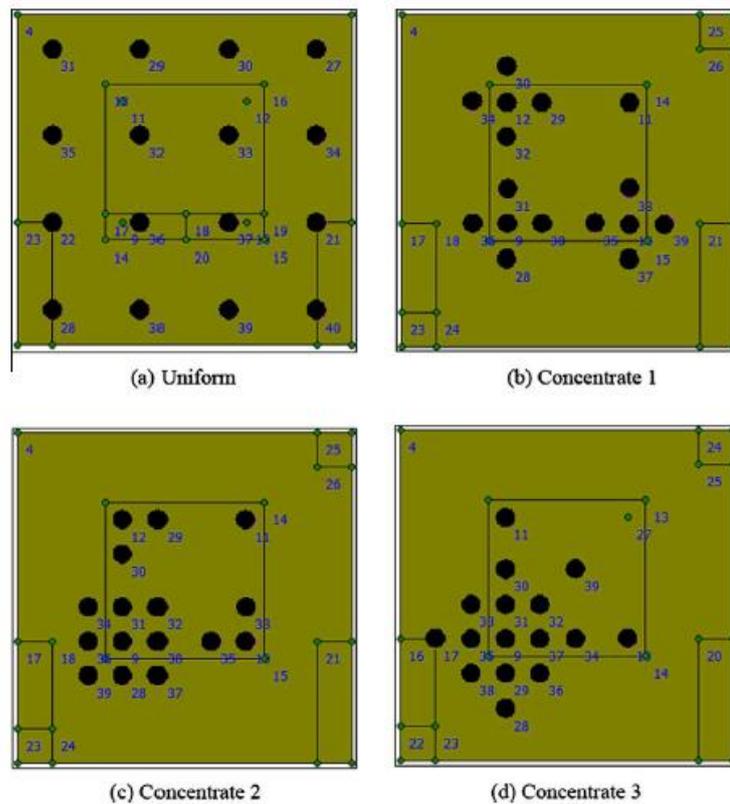


Figura 3.3 - Analisi parametrica: schema delle 4 configurazioni di pali

I risultati mostrano come lo schema in figura 3.3c presenta i cedimenti differenziali minori, mentre lo schema di figura 3.3d è quello che con minor cedimenti assoluti. Il massimo valore di cedimenti differenziali e assoluti si ha per la configurazione di figura 3.3a in cui i pali sono uniformemente distribuiti. Per il caso di figura 3.3b si ha una riduzione dei cedimenti rispetto al caso a, ma non così significativa; questo a sottolineare che non basta concentrare i pali sotto i punti di applicazione del carico ma anche tener conto l'entità di essi (Figura 3.4). In generale concentrare i pali intorno ai punti di applicazione del carico in maniera proporzionale al rapporto dei carichi tra i diversi punti, può fornire la miglior efficienza in termini di riduzione dei cedimenti differenziali e assoluti.

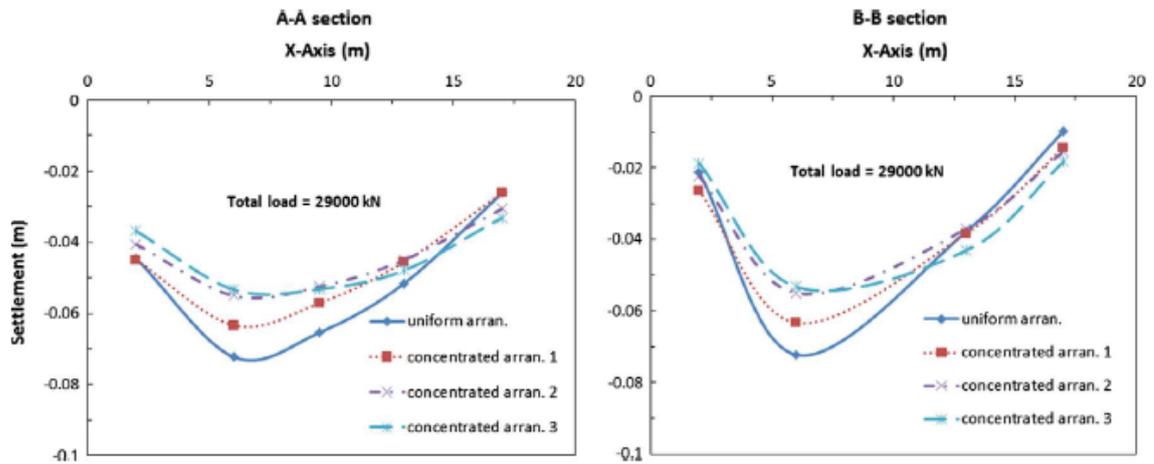


Figura 3.4 - Confronto dei cedimenti tra le diverse configurazioni di pali

3.1.2.2 Spessore della platea

Lo spessore della platea ha effetti considerevoli sui cedimenti della fondazione. All'aumentare dello spessore i cedimenti differenziali diminuiscono. Gli autori analizzano come la combinazione tra la configurazione dei pali e lo spessore della platea modificano la risposta della fondazione mista. A partire dai due modelli di figura 3.1, è stato modificato lo spessore della platea passando da molto flessibile a molto rigida. Utilizzando la relazione di Horikoshi e Randolph (1998) gli autori considerano 4 valori di rigidezza e conseguentemente 4 diversi spessori della platea t_s (tabella 3.4).

I risultati mostrano come per la platea estremamente flessibile la distribuzione uniforme dei pali comporta un cedimento molto elevato mentre per il modello a pali concentrati tale valore risulta pari circa la 50%. All'aumentare dello spessore della platea i cedimenti assoluti e differenziali tendono a diminuire per entrambi le configurazioni di pali. I cedimenti differenziali risultano minimizzati quando la platea diventa rigida. Ulteriori aumenti di spessore della platea non comporta ulteriori riduzioni di essi, ma fa aumentare i cedimenti assoluti a causa dell'incremento di peso della platea stessa. Quando la platea diventa rigida, la forma dei cedimenti per entrambe le configurazioni risulta simile, l'effetto della distribuzione dei pali

diminuisce e l'effetto della rigidità della platea supera quello della diversa configurazione (figura 3.5).

Tabella 3.4. - Spessore platea e corrispondente rigidità relativa platea-terreno

Raft models	Thickness values (m)	K_{rs} value
Extremely flexible	0.165	0.01
Flexible	0.542	0.4
Rigid	1.567	10
Extremely rigid	3.553	117

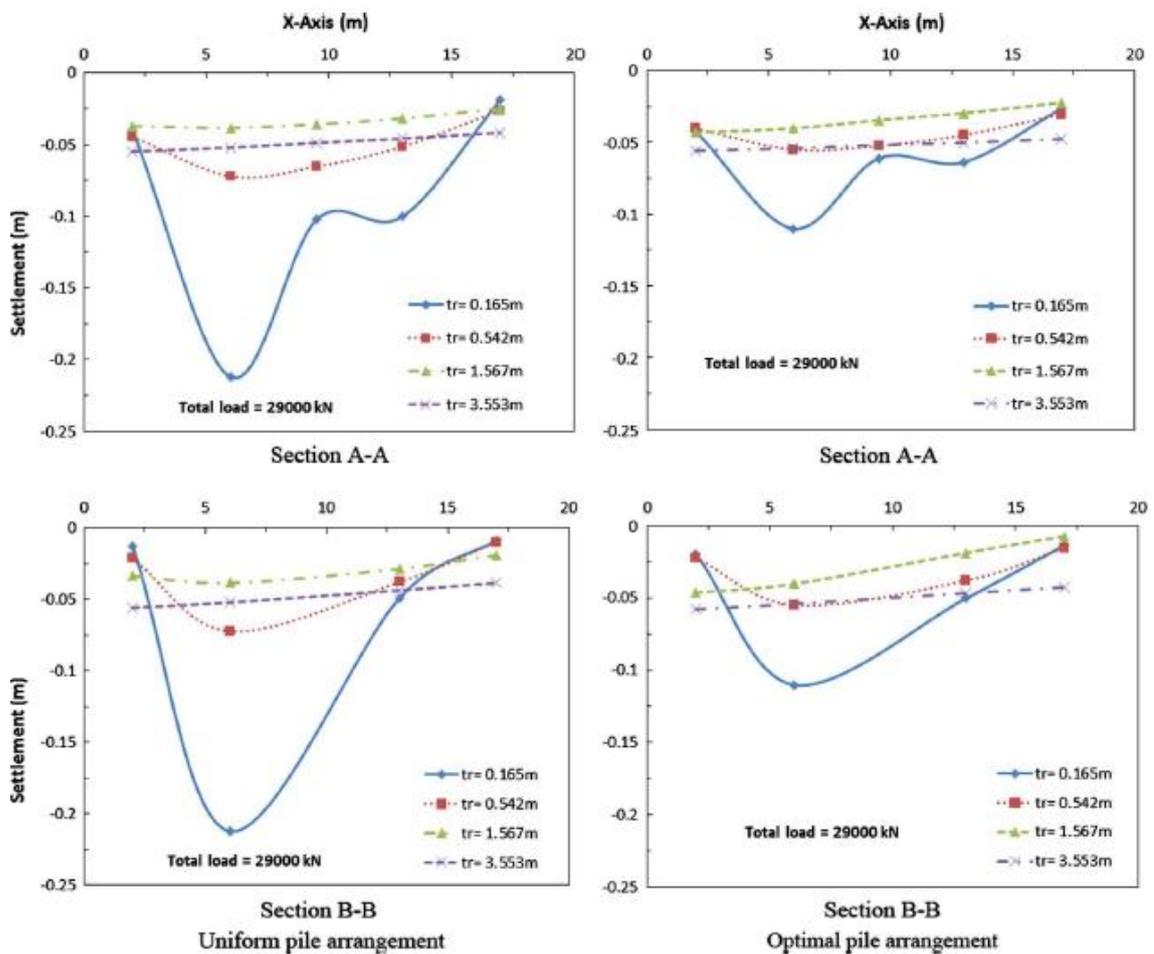


Figura 3.5 - Confronto dei cedimenti tra casi con differenti spessori della platea

3.1.2.3 Lunghezza dei pali

La lunghezza dei pali è un parametro che influenza notevolmente la riduzione dei cedimenti della fondazione mista; quando la lunghezza dei pali aumenta, aumenta anche la capacità portante dei pali con conseguente riduzione dei cedimenti. D'altro canto aumentare la lunghezza ha effetti sull'economicità del sistema, quindi è necessario prestare attenzione. Gli autori fanno variare la lunghezza dei pali a partire dalle due configurazioni geometriche utilizzate per le prove in centrifuga (figura 3.1). Dai risultati gli autori mostrano come l'aumento della lunghezza dei pali (da 12.5m a 34 m) riduce i cedimenti sia assoluti che differenziali. Superata una certa lunghezza l'aumento della lunghezza non comporta benefici significativi (figura 3.6).

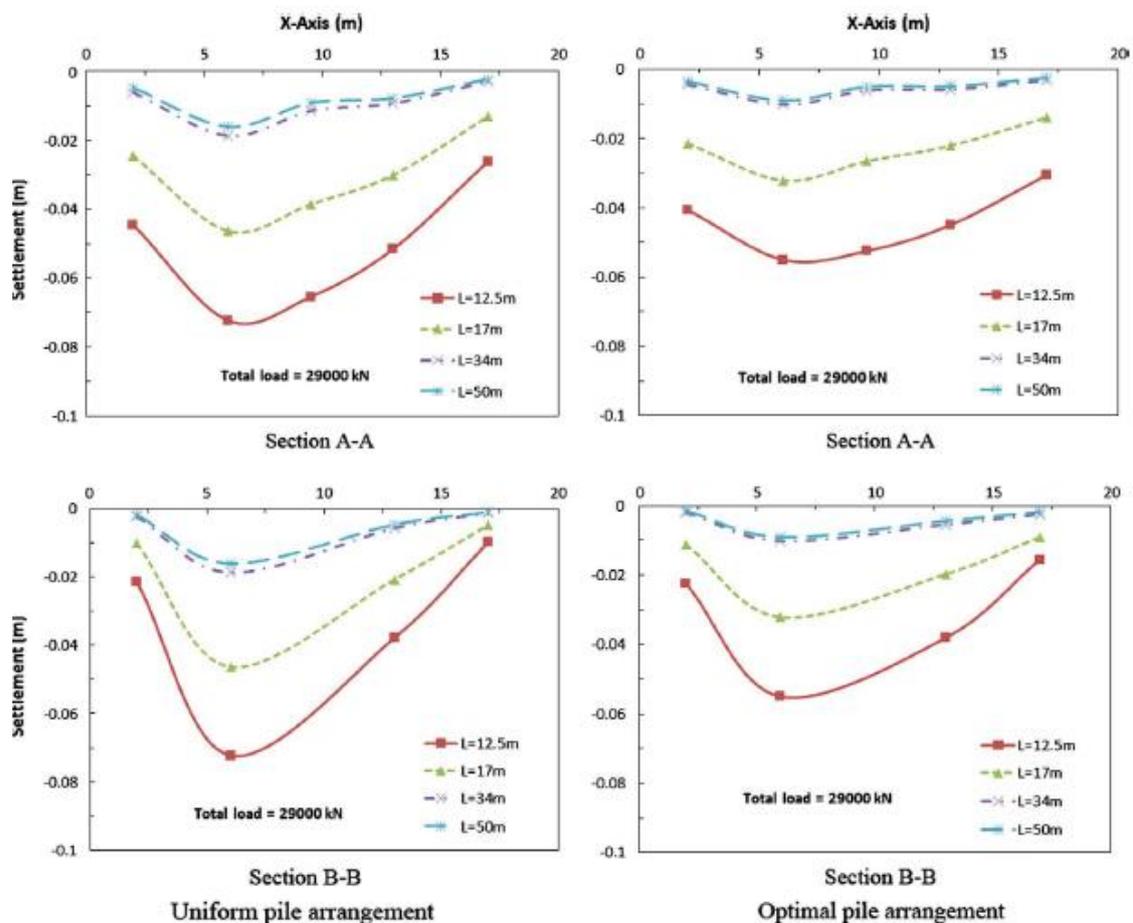


Figura 3.6 - Confronto dei cedimenti tra casi con differenti lunghezze dei pali

3.1.2.4 Numero di pali

Nella progettazione di fondazioni su pali, per la riduzione dei cedimenti, parametro che spesso viene variato è il numero dei pali. Gli autori investigano gli effetti del numero di pali sulla riduzione dei cedimenti a partire da 2 diverse configurazioni (uniforme e concentrata) (figura 3.7). I risultati mostrano come il trend generale è la diminuzione di cedimenti all'aumentare del numero di pali, anche se l'efficacia risulta notevolmente ridotta in quanto a fronte di un aumento pari a più del doppio dei pali (da $n=16$ a $n=36$) si ha una riduzione di circa il 30% del cedimento massimo per pali uniformemente distribuiti e del 10% per lo schema a pali concentrati. Per il caso di $n=36$ i risultati delle due configurazioni risultano molto vicini, a sottolineare che per un numero elevato di pali l'effetto benefico della loro posizione si perde, in quanto in entrambe le configurazioni ci saranno molti pali nell'intorno della colonna C1 maggiormente caricata) (Figura 3.8).

A valle dei risultati gli autori affermano che l'aumento del numero di pali riduce il cedimento indotto sulla fondazione ma tale opzione risulta meno efficace rispetto agli altri parametri analizzati.

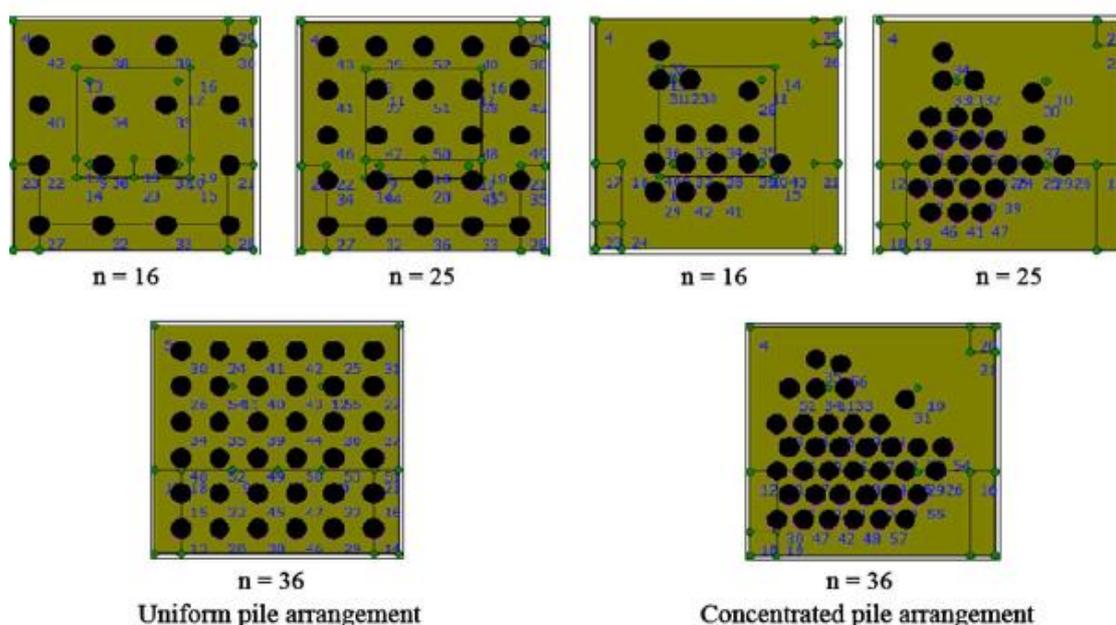


Figura 3.7 - Schema geometrico delle configurazioni di pali al variare del numero di pali.

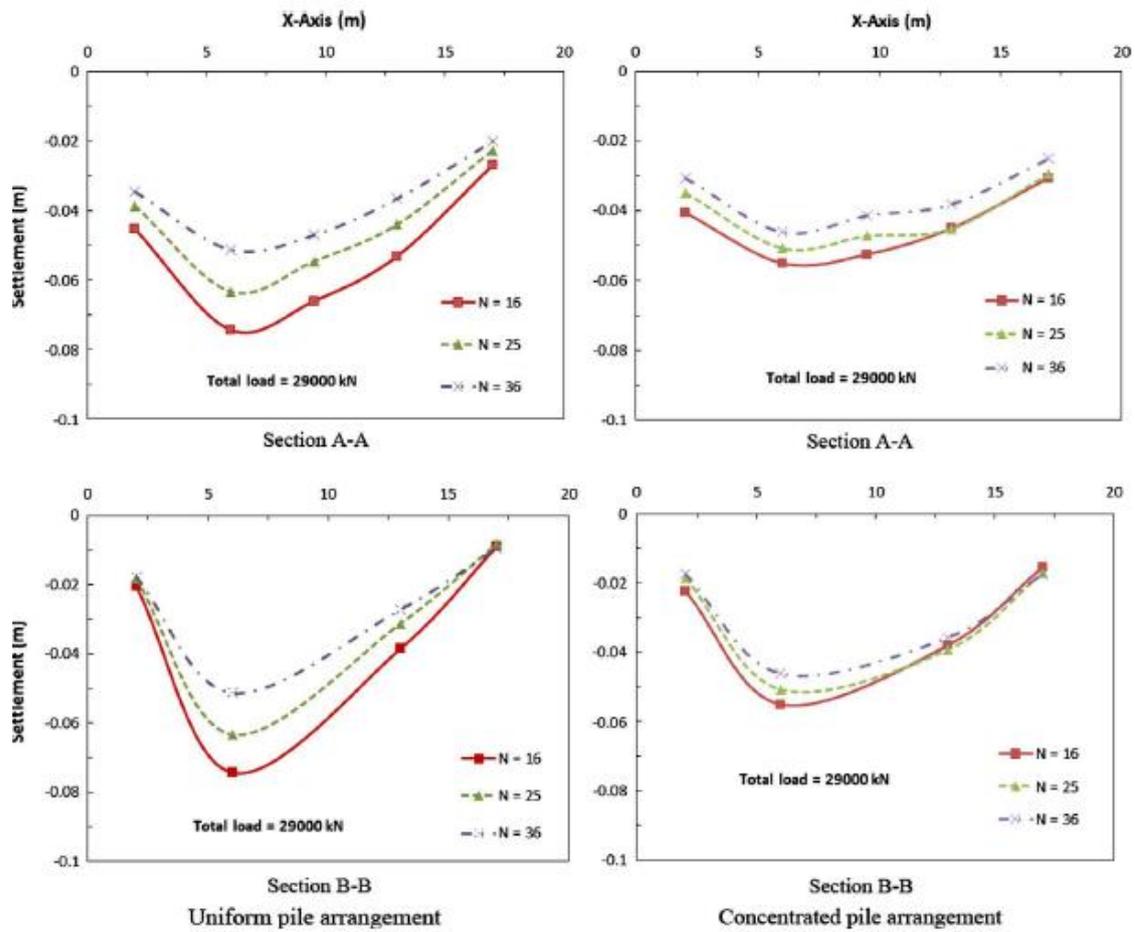


Figura 3.8 - Confronto cedimenti al variare del numero di pali.

3.1.2.5 Tipo di carico

In funzione del tipo di carico applicato, i cedimenti della fondazione mista variano, così, per ottenere una maggiore efficienza del sistema è necessario tener conto di tale aspetto. Gli autori analizzano 3 tipiche tipologie di carico: carichi concentrati, carico uniformemente distribuito e carichi lineari (figura 3.9).

I risultati mostrano che sia per i carichi concentrati che per quelli linearmente applicati, il massimo valore dei cedimenti si ha in corrispondenza della regione in cui i carichi applicati sono massimi, mentre per il carico distribuito in corrispondenza della regione centrale della platea. Gli autori sottolineano quindi che la configurazione dei pali da scegliere è funzione del carico

applicato, in particolare la maggior parte dei pali va posizionata nell'area di maggior applicazione del carico (figura 3.10).

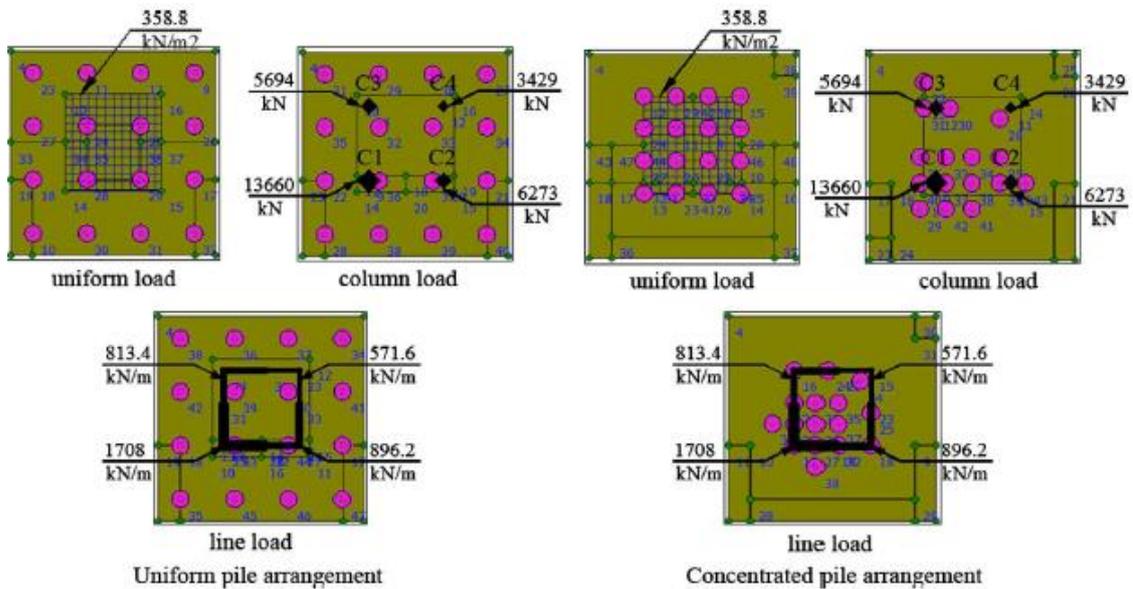


Figura 3.9 - Schema delle configurazioni di pali al variare della tipologia di carico applicato.

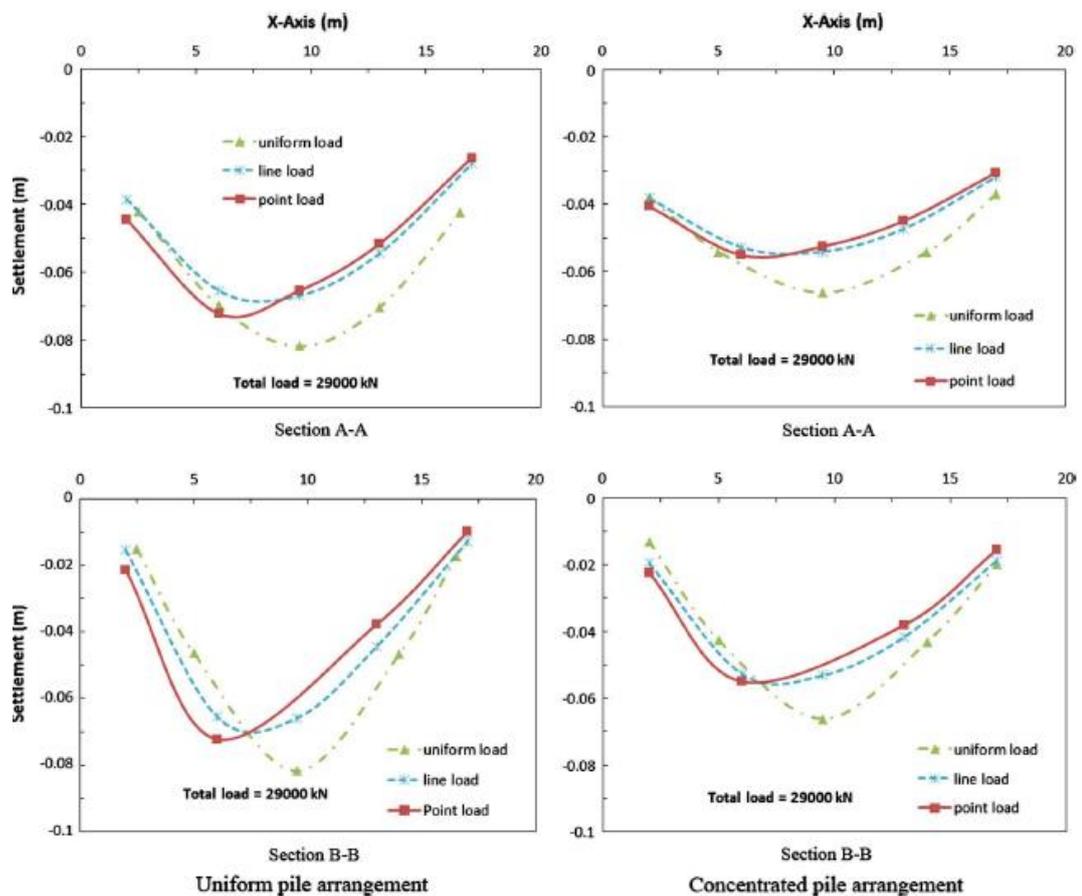


Figura 3.10 - Confronto cedimenti al variare della tipologia di carico applicato.

3.2 Il modello numerico

3.2.1 Parametri del modello

A partire dai dati forniti dagli autori è stato definito un modello numerico agli elementi finiti (Plaxis 3D). La geometria del modello fa riferimento alle dimensioni del prototipo con dimensioni in pianta 45mx45m e in altezza variabile a seconda della lunghezza dei pali (per pali con L=12.5m, H=17.5 m). Il terreno è stato riprodotto utilizzando "hardening soil model" avente gli stessi parametri del modello di Nguyen et al. (tabella 3.5). A differenza di quest'ultimo in cui gli elementi strutturali, platea e pali, sono stati modellati con elementi bidimensionali (plate) la prima, e monodimensionali (embedded pile beam) i secondi, per tali elementi è stato previsto l'utilizzo di elementi di continuo tridimensionali a cui è stato assegnato un comportamento elastico lineare isotropo ($\gamma = 15 \text{ kn/m}^3$, $E = 2.82 \times 10^4 \text{ MPa}$, $\nu = 0.16$). Per il contatto palo-terreno sono stati utilizzati elementi di interfaccia, le cui proprietà sono assegnate in riferimento a quelle del terreno circostante, in particolare vengono modificate le resistenze in finzione di un fattore di scala "Strength reduction factor (R_{inter})".

Tabella 3.5 - Parametri di input del terreno

L_{palo} (m)	γ_d (kN/m^3)	E_{50} (MPa)	E_{oed} (MPa)	E_{ur} (MPa)	m (-)	ϕ (°)	ψ (°)	p' (kPa)
12,5		16,11	16,11	48,33				111,84
17	13,7	24,87	24,87	74,61	0,65	40	8	149,08
34		75,25	75,25	225,75				298,30
50		109,68	109,68	329,04				438,55

3.2.2 Le fasi delle analisi numeriche

Le fasi implementate nel modello numerico per riprodurre in maniera quanto più veritiera possibile il processo di realizzazione delle fondazioni sono di seguito descritte:

1. *Stato tensionale iniziale*: calcolo stato tensionale iniziale del terreno usando la "k0 procedure"; dove, sono calcolate, rispettando l'equilibrio, le tensioni verticali, e attraverso equazioni di congruenza si ottengono le tensioni orizzontali attraverso il coefficiente di spinta a riposo k_0 ;
2. *Realizzazione modelli di fondazione*: Attivazione delle opere strutturali, platea e palo; in tale fase sono attivate anche le interfacce palo-terreno.
3. *Applicazione del carico*: il carico è applicato per step, fino al raggiungimento del carico massimo raggiunto da Nguyen et al.

3.2.3 Confronto cedimenti modello numerico con risultati Nguyen et al.

Definito il modello numerico, sono stati confrontati i risultati ottenuti in termini di cedimenti assoluti e differenziali con quelli di Nguyen et al.

In figura 3.12 è mostrato il confronto al variare delle diverse configurazioni analizzate. Si nota come, per la configurazione a pali uniformemente distribuiti al di sotto della platea, i risultati sono in buon accordo, man mano che si ha una maggiore concentrazione dei pali in funzione del livello di carico applicato ai nodi, è evidente come l'uso di elementi di continuo per la modellazione degli elementi strutturali influenza la risposta del modello, riducendo sia i cedimenti assoluti che quelli differenziali (tabella 3.6). Stesso risultato si ha anche se si fa riferimento a spessori di platea differente). In particolare man mano che aumenta lo spessore della platea i cedimenti differenziali diminuiscono rispetto a quelli ottenuti da Nguyen et al. per la "optimal pile configuration" e non per la "uniform pile configuration" così

come già evidenziato in precedenza (figura 3.13 e 3.14, tabella 3.7. in riferimento invece all'analisi parametrica sviluppata al variare della lunghezza dei pali, i confronti dei risultati mostrano come, pur mostrando cedimenti assoluti maggiori di quelli ottenuti dagli autori, il modello mostra dei risultati congruenti in termini di deformata della fondazione (tabelle 3.7), sia per il caso di pali uniformemente distribuito (figura 3.15), sia per il caso concentrato (figura 3.16)

Al variare del numero dei pali, invece, per la configurazione di pali uniforme, il modello mostra un buon accordo con i risultati (figura 3.17); in condizioni di pali concentrati, man mano che aumenta il numero di pali, la deformata si distacca da quella di Nguyen et al. mostrando una distribuzione dei cedimenti più omogenea (figura 3.18).

La tipologia di applicazione del carico gioca un ruolo importante nel caso di pali concentrati in funzione della tipologia di carico applicata (figura 3.20); infatti dei risultati in termini di cedimento, anche in questo caso l'uso di elementi tridimensionali per la modellazione di platea e pali comporta una maggiore distribuzione dei cedimenti e quindi del carico applicato. Viceversa nel caso di pali distribuiti, la tipologia di carico non influenza la risposta in termini cedimento, mostrando un ottimo accordo tra modello e risultati di Nguyen et al. (figura 3.19).

In definitiva si può affermare come l'uso di elementi tridimensionali per la modellazione di elementi strutturali, platea e pali, risulta poco influente per la determinazione dei cedimenti e quindi della deformata della platea nel caso di configurazione di pali uniformemente distribuiti, ma tende a ripartire maggiormente i cedimenti e quindi i carichi nel caso di configurazioni di pali concentrate.

Tabella 3.6 - Cedimenti assoluti e differenziali massimi al variare delle configurazioni di pali

Configurazione Pali	Nguyen et al. (2014) Modello Numerico			
	w_{max}	δ_{max}	w_{max}	δ_{max}
	(m)	(m)	(m)	(m)
a) Uniform	-0,07	-0,06	-0,08	-0,07
b) Concentrate 1	-0,06	-0,05	-0,06	-0,03
c) Concentrate 2	-0,06	-0,04	-0,05	-0,02
d) Concentrate 3	-0,05	-0,04	-0,05	-0,03

Tabella 3.7 - Cedimenti assoluti e differenziali massimi al variare dello spessore della platea

Spessore Platea	Uniform pile arrangement				Optimal pile arrangement			
	Nguyen et al. (2014)		Modello Numerico		Nguyen et al. (2014)		Modello Numerico	
	w_{max}	δ_{max}	w_{max}	δ_{max}	w_{max}	δ_{max}	w_{max}	δ_{max}
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
a) t=0,165m	-0,23	-0,21	-0,24	-0,19	-0,11	-0,09	-0,14	-0,08
b) t=0,542m	-0,07	-0,06	-0,08	-0,07	-0,06	-0,04	-0,05	-0,02
c) t=1,567m	-0,04	-0,02	-0,04	-0,02	-0,04	-0,04	-0,05	-0,003
d) t=3,553m	-0,06	-0,02	-0,06	-0,02	-0,06	-0,01	-0,06	0,003

Tabella 3.8 - Cedimenti assoluti e differenziali massimi al variare della lunghezza dei pali

Lunghezza Pali	Uniform pile arrangement				Optimal pile arrangement			
	Nguyen et al. (2014)		Modello Numerico		Nguyen et al. (2014)		Modello Numerico	
	w_{max}	δ_{max}	w_{max}	δ_{max}	w_{max}	δ_{max}	w_{max}	δ_{max}
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
a) l= 12.5 m	-0.07	-0.06	-0.08	-0.05	-0.06	-0.04	-0.05	-0.02
b) l= 17 m	-0.05	-0.04	-0.06	-0.03	-0.03	-0.02	-0.04	-0.01
c) l= 34 m	-0.02	-0.02	-0.04	-0.03	-0.01	-0.01	-0.03	-0.01
d) l= 50 m	-0.02	-0.01	-0.04	-0.03	-0.01	-0.01	-0.02	-0.01

Tabella 3.9 - Cedimenti assoluti e differenziali massimi al variare del numero di pali

Numero di Pali	Uniform pile arrangement				Optimal pile arrangement			
	Nguyen et al. (2014)		Modello Numerico		Nguyen et al. (2014)		Modello Numerico	
	w_{max}	δ_{max}	w_{max}	δ_{max}	w_{max}	δ_{max}	w_{max}	δ_{max}
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
a)n=16	-0.07	-0.07	-0.08	-0.07	-0.05	-0.04	-0.05	-0.02
b)n=25	-0.06	-0.05	-0.06	-0.04	-0.05	-0.03	-0.04	-0.02
c)n=36	-0.05	-0.04	-0.05	-0.03	-0.05	-0.03	-0.04	-0.02

Tabella 3.10- Cedimenti assoluti e differenziali massimi al variare della tipologia di carico applicato

Tipo di Carico	Uniform pile arrangement				Optimal pile arrangement			
	Nguyen et al. (2014)		Modello Numerico		Nguyen et al. (2014)		Modello Numerico	
	w_{max}	δ_{max}	w_{max}	δ_{max}	w_{max}	δ_{max}	w_{max}	δ_{max}
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
a)Concentrato	-0.06	-0.06	-0.08	-0.07	-0.05	-0.04	-0.05	-0.02
b)Lineare	-0.07	-0.05	-0.07	-0.06	-0.05	-0.03	-0.04	-0.01
c)Distribuito	-0.08	-0.06	-0.07	-0.07	-0.07	-0.05	-0.04	-0.02

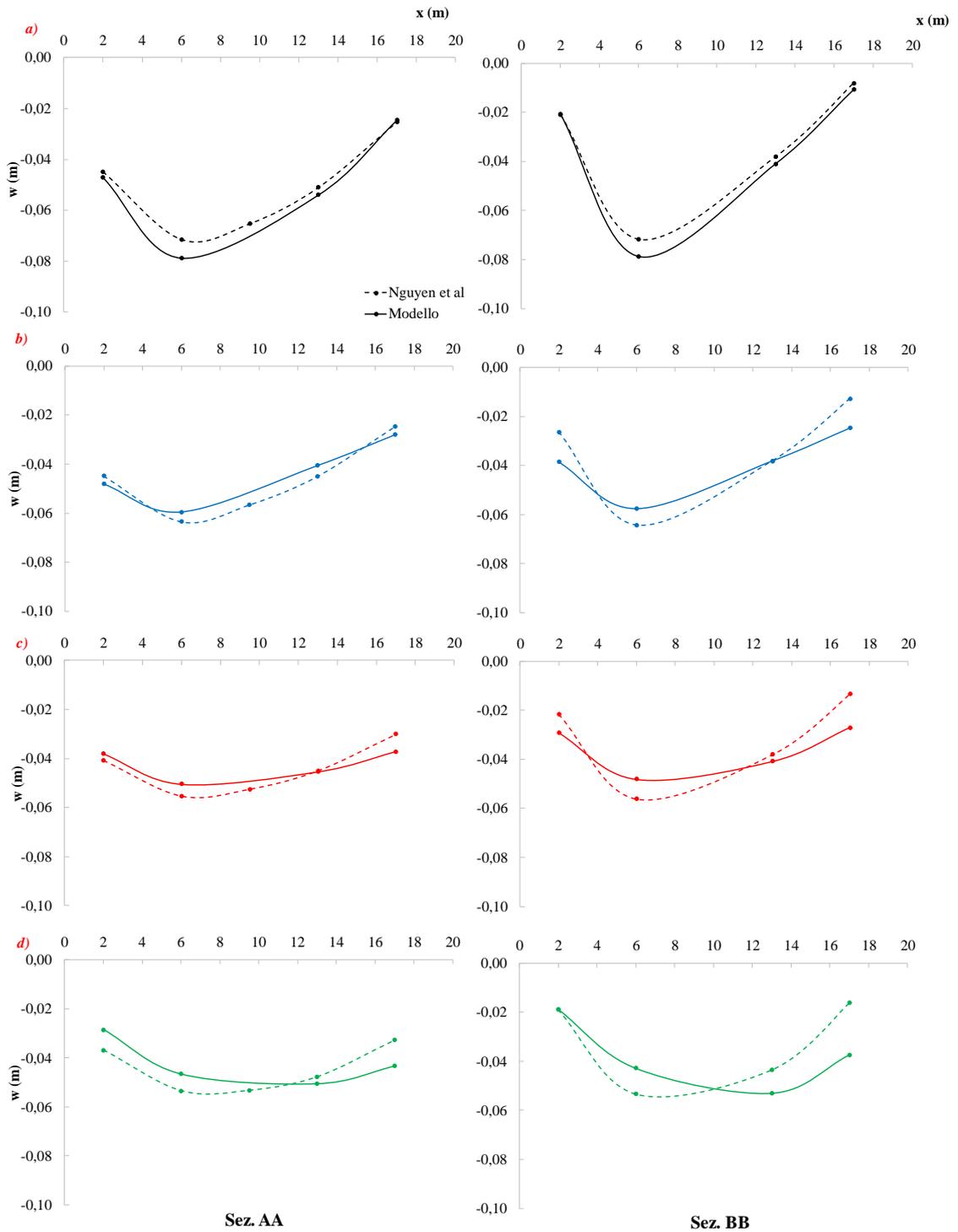


Figura 3.12 – Confronto cedimenti al variare delle configurazioni di pali:

a)Uniform; b)Concentrate 1; c) Concentrate 2; d)Concentrate3.

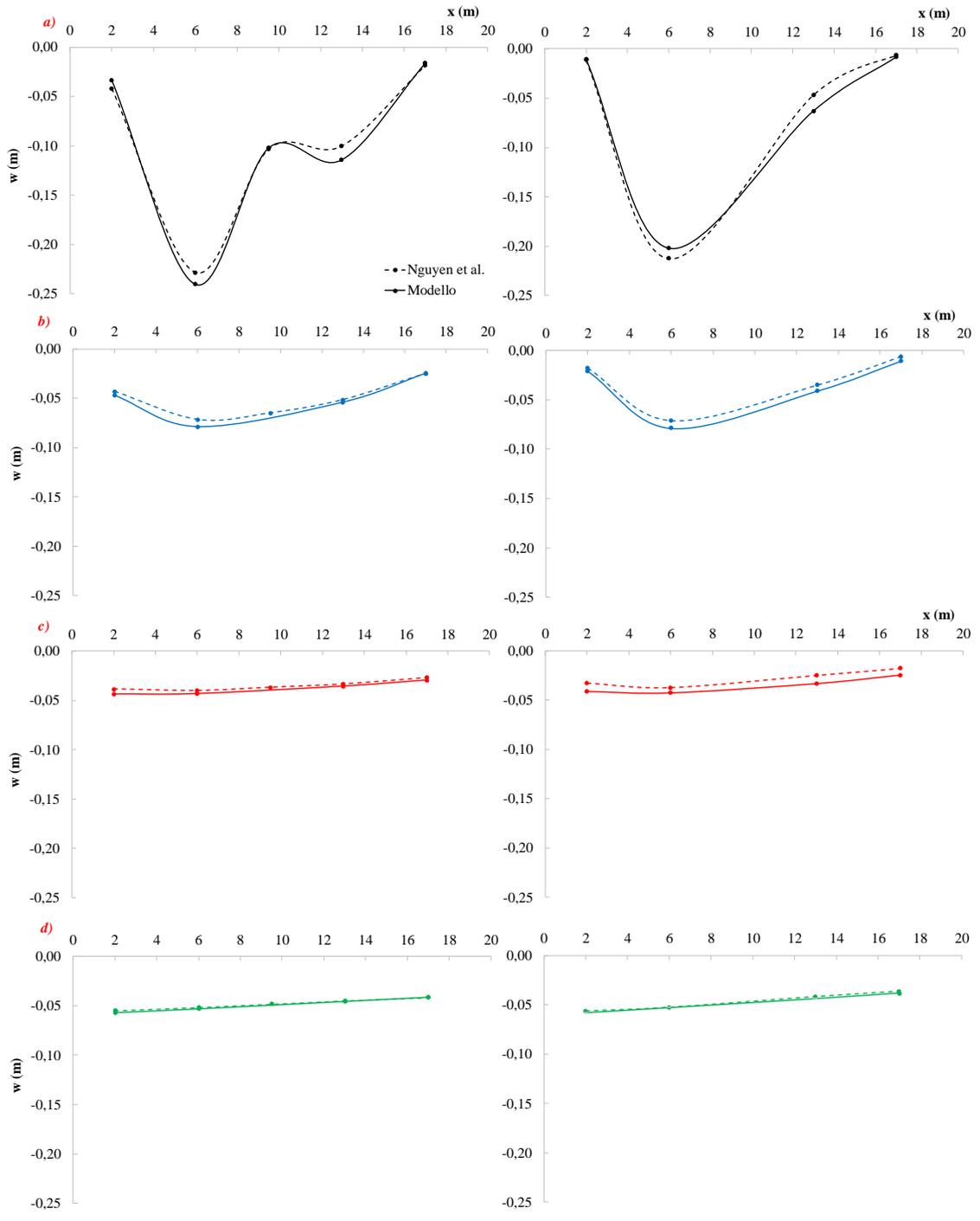


Figura 3.13 – Confronto cedimenti al variare dello spessore della platea (uniform pile arrangement):
 a) $t=0.165m$; b) $t=0.542m$; c) $t=1.567m$; d) $t=3.553m$.

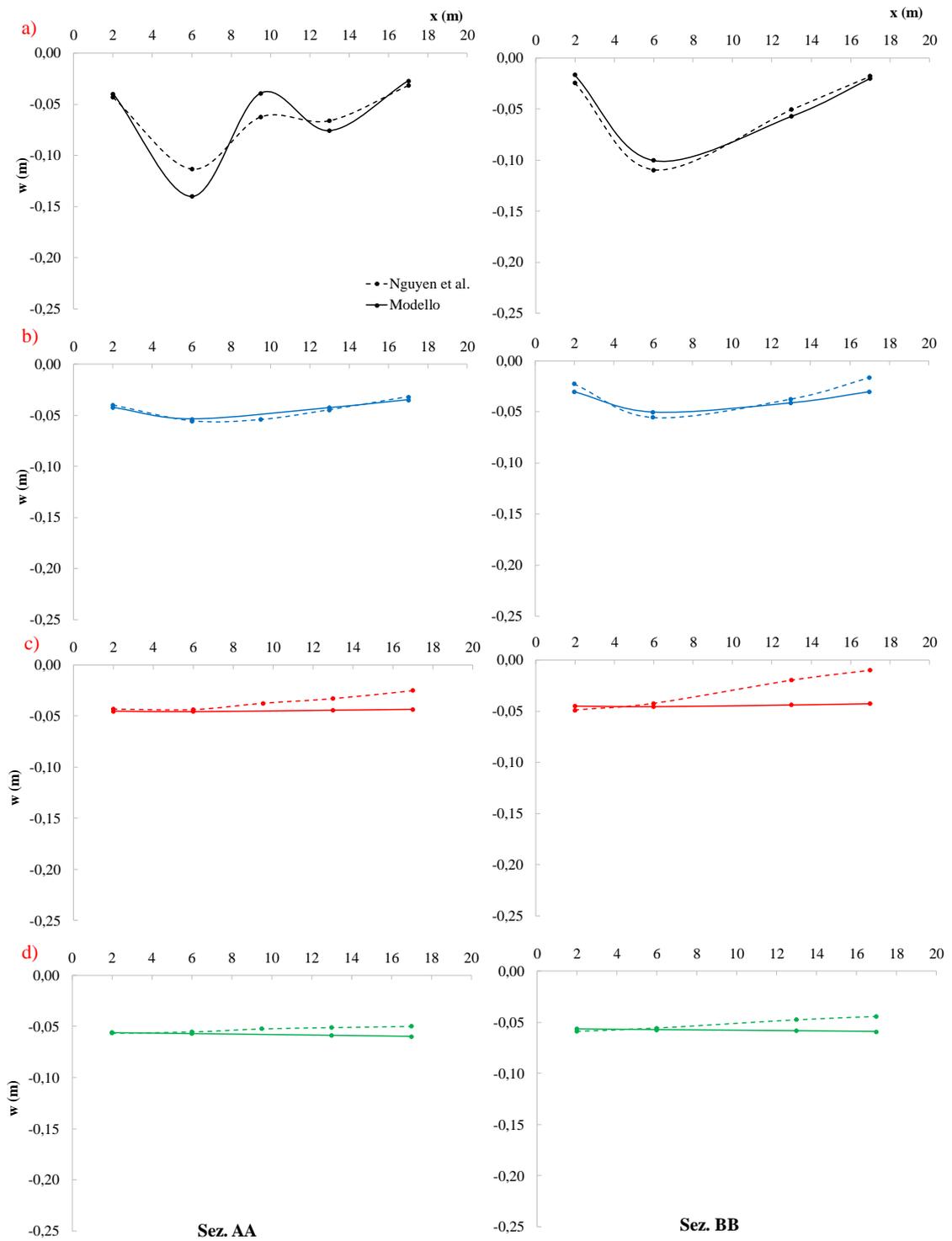


Figura 3.14 – Confronto cedimenti al variare dello spessore della platea (optimal pile arrangement):

a) $t=0.165m$; b) $t=0.542m$; c) $t=1.567m$; d) $t=3.553m$.

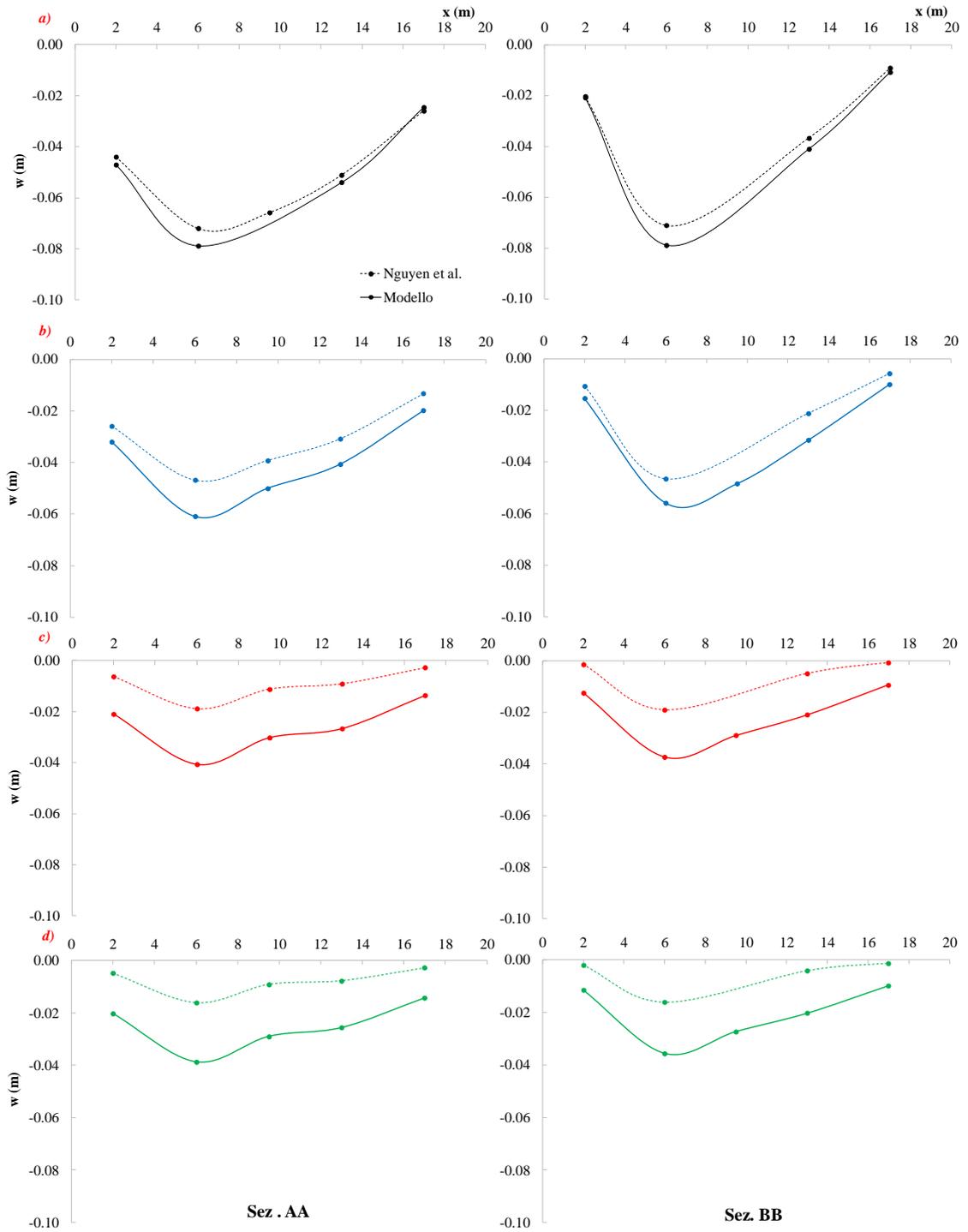


Figura 3.15 – Confronto cedimenti al variare della lunghezza dei pali (uniform pile arrangement):
 a) $l = 12.5$ m b) $l = 17$ m; c) $l = 34$ m; d) $l = 50$ m.

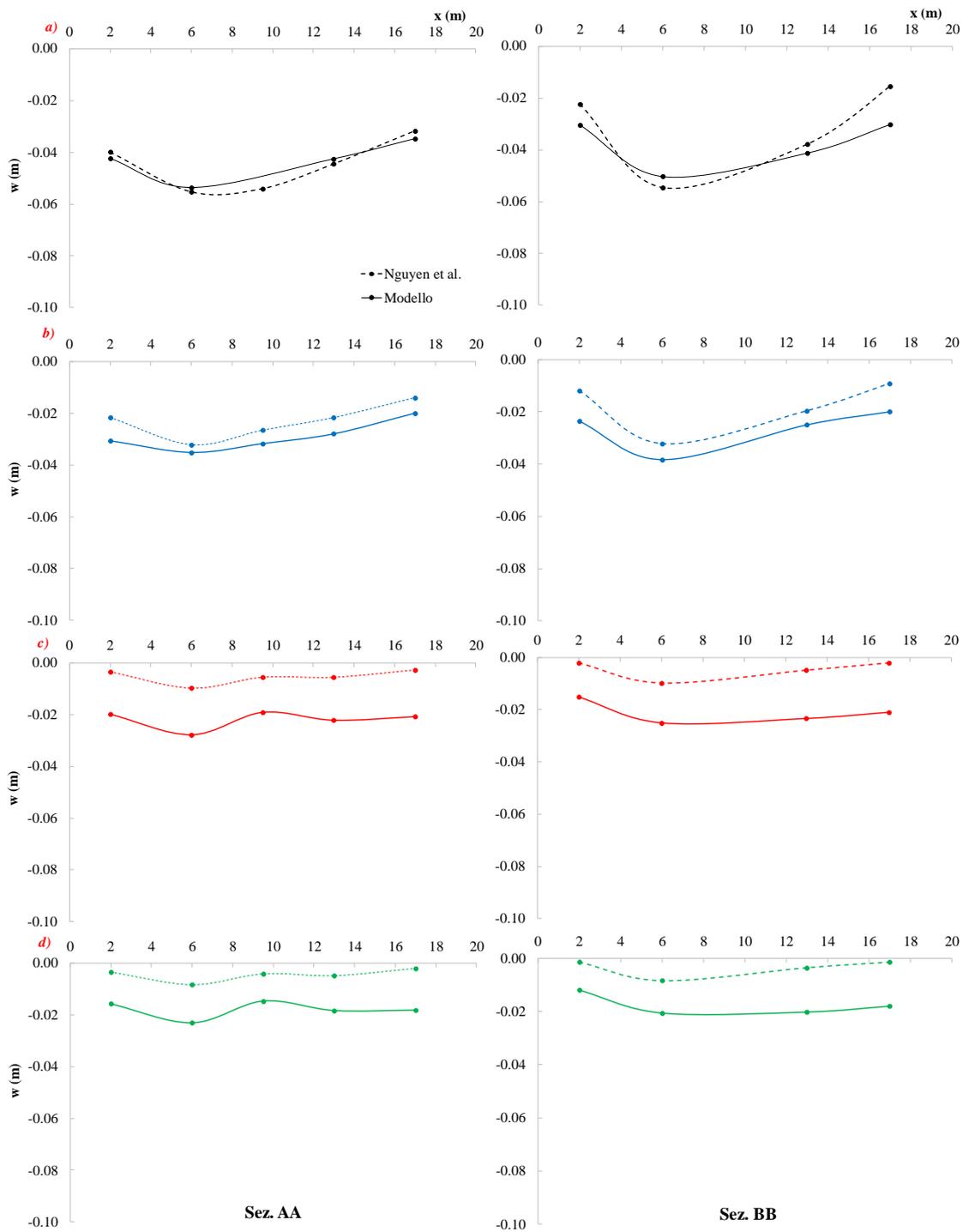


Figura 3.16 – Confronto cedimenti al variare della lunghezza dei pali (optimal pile arrangement):

a) $l=12.5\text{ m}$ b) $l=17\text{ m}$; c) $l=34\text{ m}$; d) $l=50\text{ m}$.

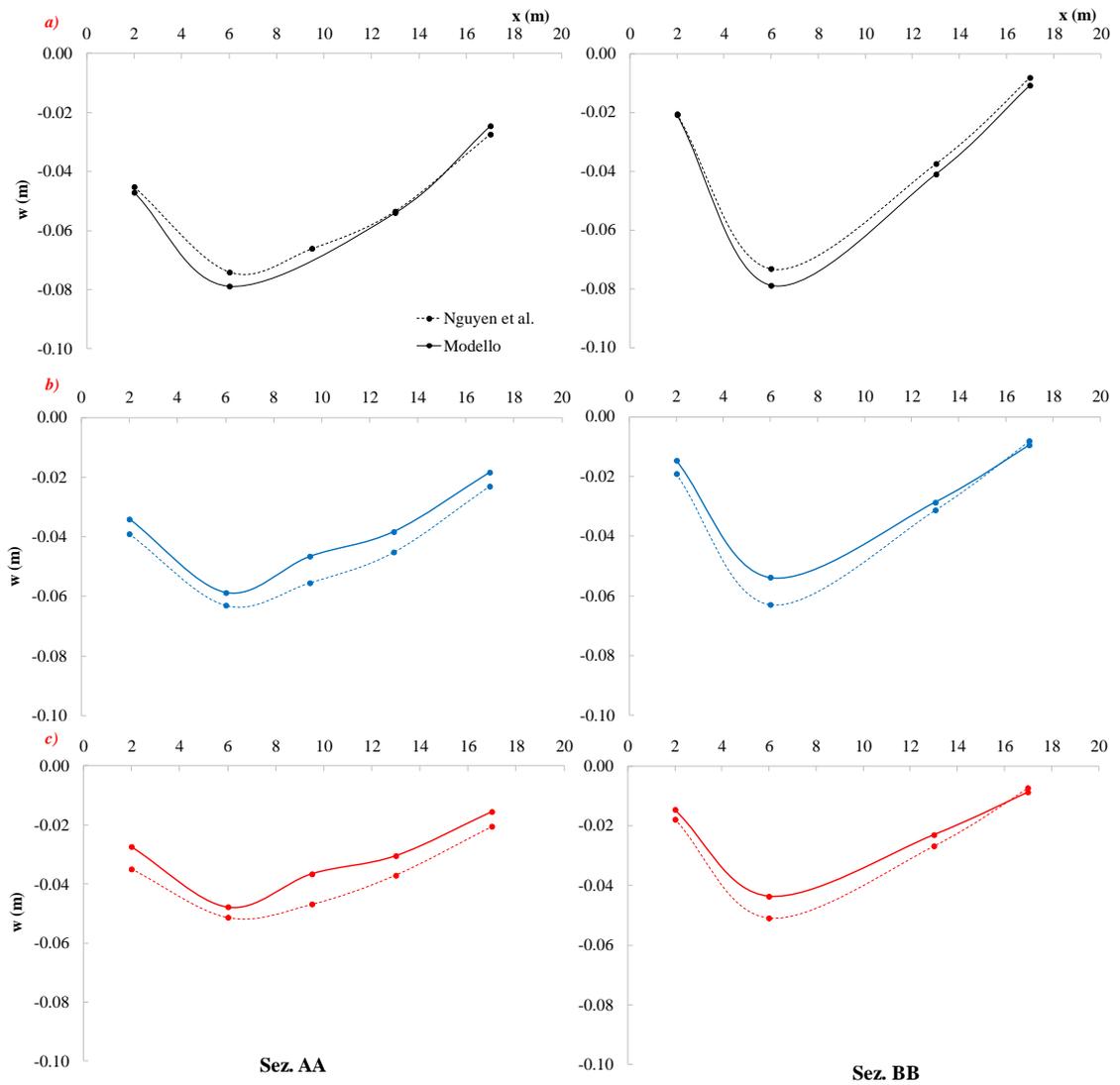


Figura 3.17 – Confronto cedimenti al variare del numero di pali (uniform pile arrangement):

a) $n=16$ b) $n=25$; c) $n=36$.

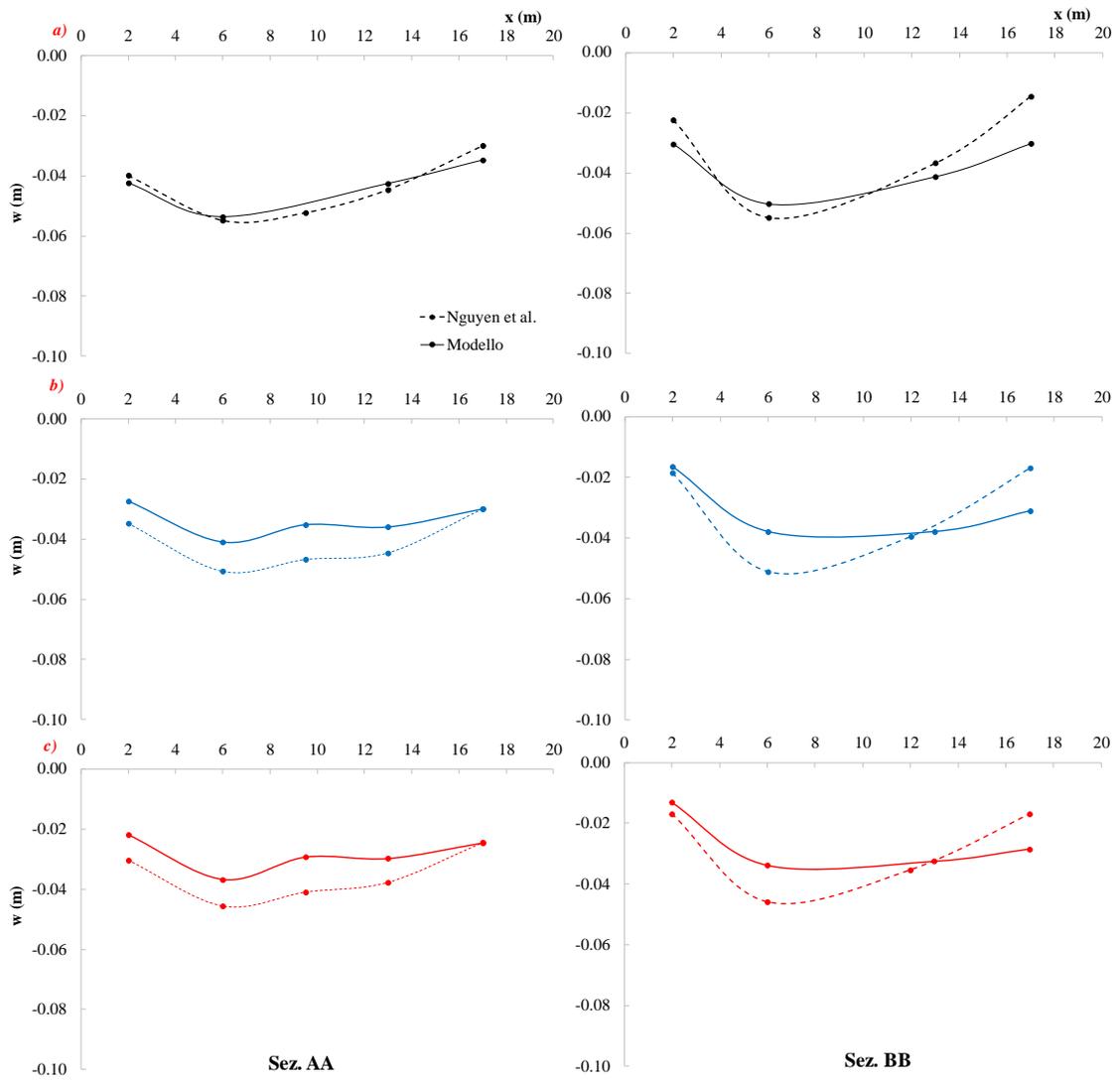


Figura 3.18 – Confronto cedimenti al variare del numero di pali (optimal pile arrangement):

a) $n=16$ b) $n=25$; c) $n=36$.

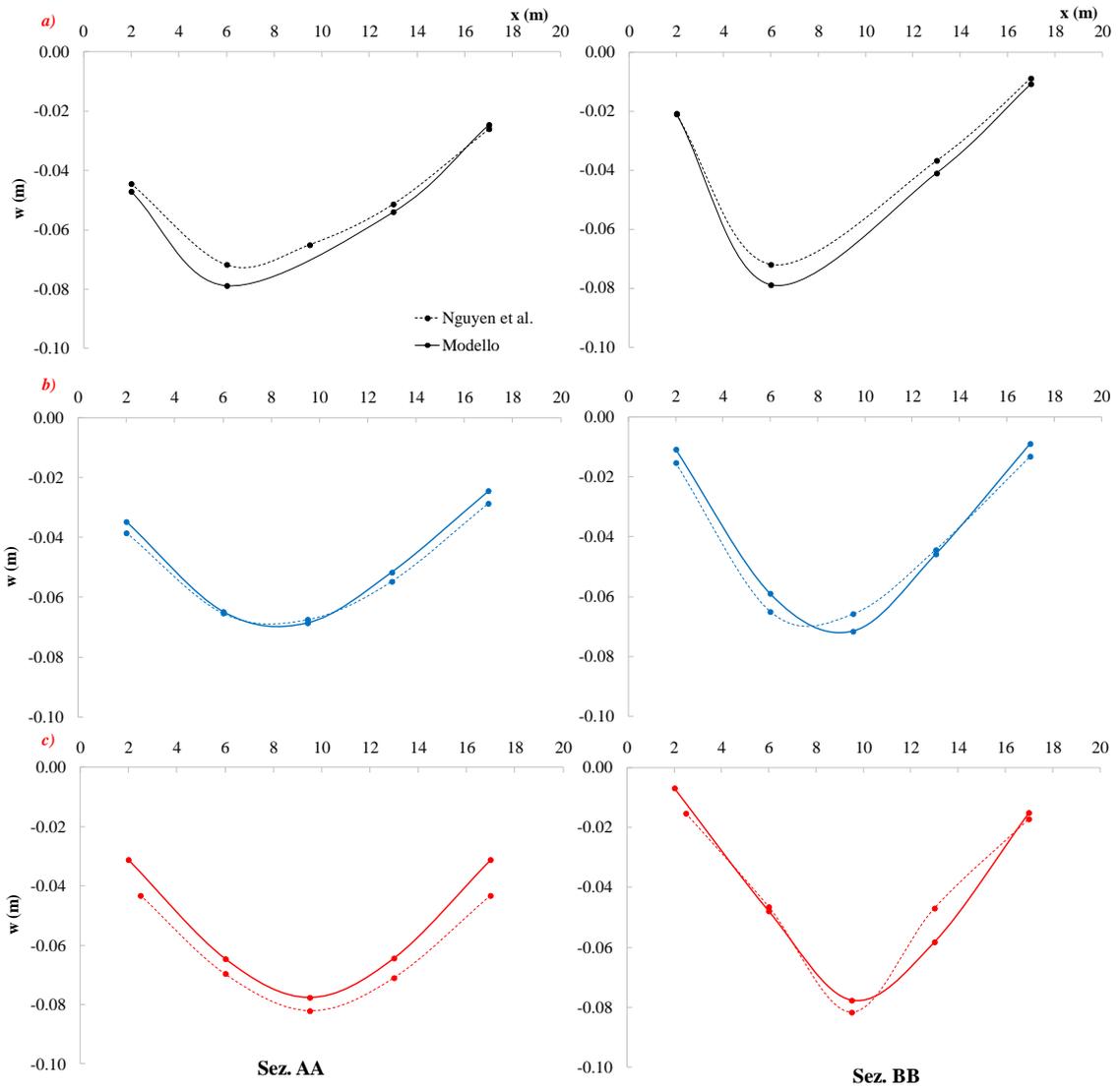


Figura 3.19 – Confronto cedimenti al variare della tipologia di carico (uniform pile arrangement):
a) Carico Concentrato b) Carico Lineare; c) Carico Distribuito.

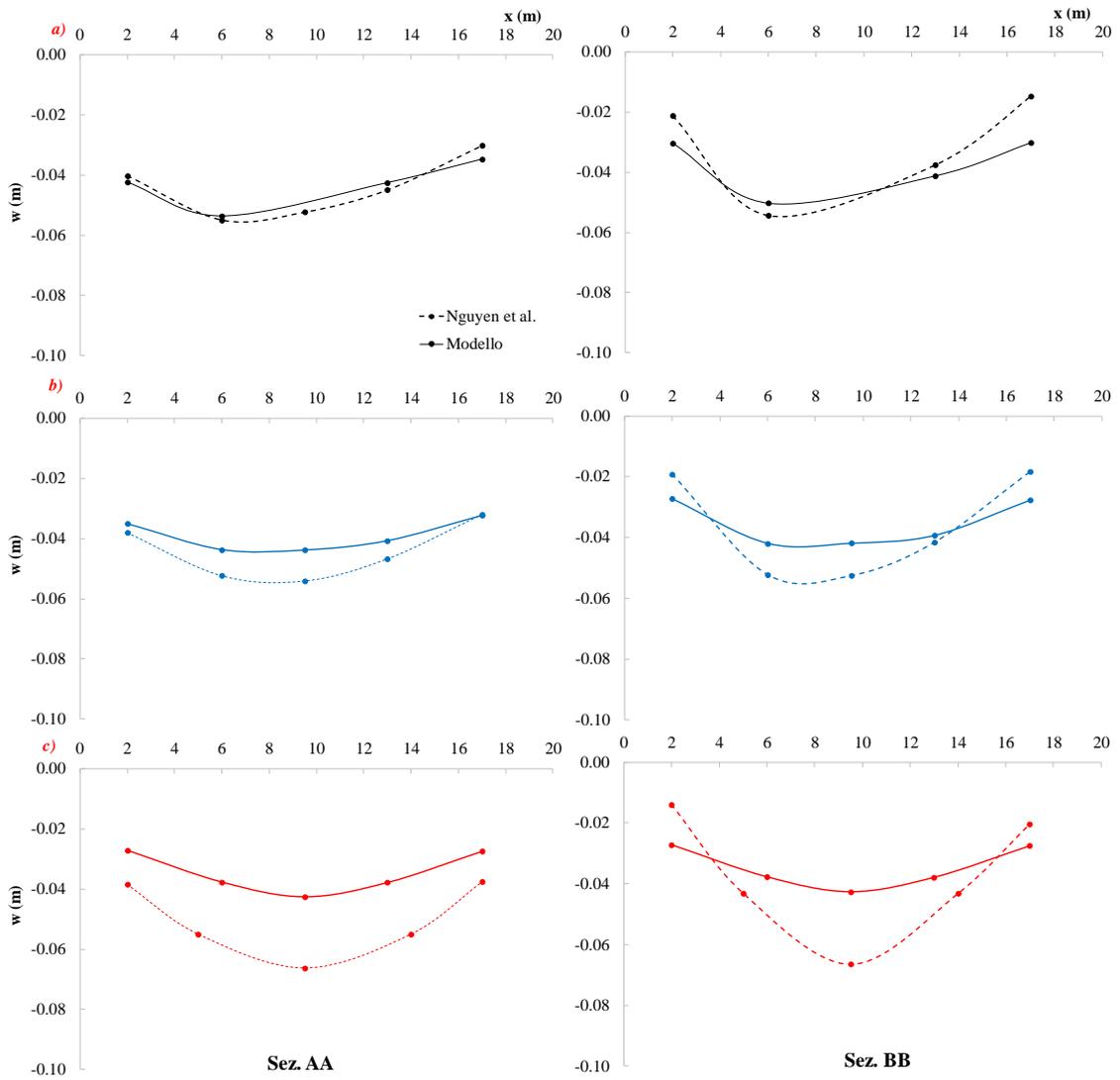


Figura 3.19 – Confronto cedimenti al variare della tipologia di carico (optimal pile arrangement):
 a) Carico Concentrato b) Carico Lineare; c) Carico Distribuito.

3.2.4 Influenza dei parametri sulla risposta della fondazione mista

La risposta della fondazione mista platea su pali è funzione della rigidità relativa dei tre elementi che la compongono: platea, pali e terreno. Al variare delle caratteristiche geometriche e meccaniche di tali 3 elementi si modifica la sua risposta sotto determinati carichi ed in particolare cambia la distribuzione dei carichi tra platea e pali. Di seguito, facendo riferimento alle analisi parametriche già sviluppate da Nguyen et al. si analizzerà la diversa risposta della fondazione in termini di Load Sharing.

La figura 3.20 e la tabella 3.11 mostrano il "load sharing" al variare delle configurazioni di pali (figura 3.3). Si nota come, a bassi livelli di cedimenti gran parte del carico è supportato dai pali, man mano che i cedimenti aumentano la percentuale di carico assorbita dalla platea aumenta. Per bassi livelli di carico, l'aliquota di carico trasferita al terreno dalla platea risulta maggiore per la distribuzione concentrata rispetto a quella distribuita, a sottolineare una maggiore collaborazione dell'elemento platea nella risposta della fondazione; inoltre all'aumentare del cedimento la percentuale di carico trasferita alla platea cresce più rapidamente quando la distribuzione dei pali risulta uniforme, mentre in configurazioni concentrate la distribuzione tende ad essere quasi costante con i cedimenti.

In riferimento al diverso spessore della platea (figura 3.21 e tabella 3.12), i risultati mostrano come l'aumento di spessore della platea, a parità di cedimenti, comporta una maggiore aliquota di carico sulla platea, probabilmente dovuto all'incremento di rigidità relativa platea – terreno. Dai risultati è possibile notare come tale parametro influenza maggiormente il caso di pali concentrati piuttosto che il caso di distribuzione uniforme.

Nel diagramma 3.22 sono mostrati i risultati del *load sharing* al variare della lunghezza dei pali. E' evidente come all'aumentare della lunghezza, il carico gravante sulla platea diminuisce. Tale aspetto è giustificabile se si considera che la distribuzione di carico è funzione della rigidità relativa palo-platea-terreno; aumentare la lunghezza comporta un aumento di rigidità che fa crescere il carico gravante su di essi. Tale parametro influenza maggiormente

la distribuzione di pali concentrati, dove già per la loro posizione l'aliquota di carico che agisce su essi è già maggiore rispetto alla configurazione uniforme (tabella 3.13).

Stesso andamento si ha per il numero di pali (figura 3.23): maggiore è il numero di pali, minore è l'interasse tra essi, maggiore è la rigidità del gruppo, maggiore è l'aliquota di carico sui pali. Inoltre, per numero di pali minori si ha una percentuale di carico sulla platea crescente con i cedimenti, all'aumentare di essi la distribuzione tende ad essere costante con il livello di cedimento.

Nel caso di tipologie di carico applicati differenti, si ha un minore contributo della platea all'aumentare dell'area di applicazione del carico, sia per configurazioni di pali distribuiti che concentrati (figura 3.24). Nel caso di pali concentrati al di sotto della platea, si ha un aumento del contributo della platea trascurabile con il livello di cedimenti, aspetto sempre più evidente man mano che l'area di impronte del carico aumenta.

In definitiva, le analisi parametriche mostrano come i parametri quali, configurazione, lunghezza, numero di pali, spessore della platea e tipologia di carichi applicati influenzano i comportamenti della platea su pali ed il ruolo che essi giocano nella distribuzione del carico tra quei elementi che compongono la fondazione mista. In particolare, all'aumentare della lunghezza dei pali, del numero (e quindi al diminuire dell'interasse), il contributo della platea diminuisce. Inoltre il contributo della platea aumenta al diminuire dello spessore di essa. Stesso discorso vale per la tipologia di carico applicato: maggiore è la distribuzione del carico minore è la percentuale di carico trasferito dalla platea.

In tutti i casi, l'influenza dei parametri è maggiore nei casi di configurazione di pali uniformemente distribuito piuttosto che concentrato.

Tabella 3.11 – Load Sharing: configurazioni di pali

Configurazione	w/d (%)	$Q_{G,PP}/Q_{PP}$ (%)	$Q_{P,PP}/Q_{PP}$ (%)	Configurazione	w/d (%)	$Q_{G,PP}/Q_{PP}$ (%)	$Q_{P,PP}/Q_{PP}$ (%)
1) Uniform	0.36	75.3	24.7	1) Uniform	10	55.6	44.4
2) Concentrate1	0.44	73.3	26.7	2) Concentrate1		65.2	34.8
3) Concentrate 2	0.45	69.3	30.7	3) Concentrate 2		60.4	39.6
4) Concentrate 3	0.47	66.6	33.4	4) Concentrate 3		57.7	42.3

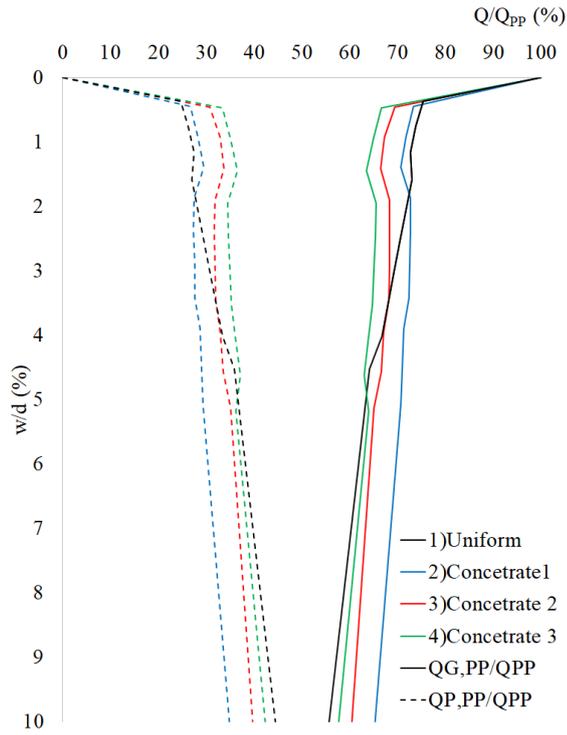


Figura 3.20 – Load sharing: configurazioni di pali

Tabella 3.12 – Load sharing: spessore platea

a) uniform pile arrangement; b) optimal pile arrangement

a)	Spessore	w/d (%)	Q _{G,PP} /Q _{PP} Q _{P,PP} /Q _{PP}		Spessore	w/d (%)	Q _{G,PP} /Q _{PP} Q _{P,PP} /Q _{PP}	
			(%)	(%)			(%)	(%)
1)	t = 0,165 m	0.82	72	28	1)	t = 0,165 m	55	45
2)	t = 0,542 m	0.36	75	25	2)	t = 0,542 m	10	56
3)	t = 1,567 m	0.30	70	30	3)	t = 1,567 m	47	53
4)	t = 3,553 m	0.32	68	32	4)	t = 3,553 m	47	53

b)	Spessore	w/d (%)	Q _{G,PP} /Q _{PP} Q _{P,PP} /Q _{PP}		Spessore	w/d (%)	Q _{G,PP} /Q _{PP} Q _{P,PP} /Q _{PP}	
			(%)	(%)			(%)	(%)
1)	t = 0,165 m	0.68	72	28	1)	t = 0,165 m	65	35
2)	t = 0,542 m	0.64	72	28	2)	t = 0,542 m	10	63
3)	t = 1,567 m	0.43	64	36	3)	t = 1,567 m	54	46
4)	t = 3,553 m	0.25	60	40	4)	t = 3,553 m	50	50

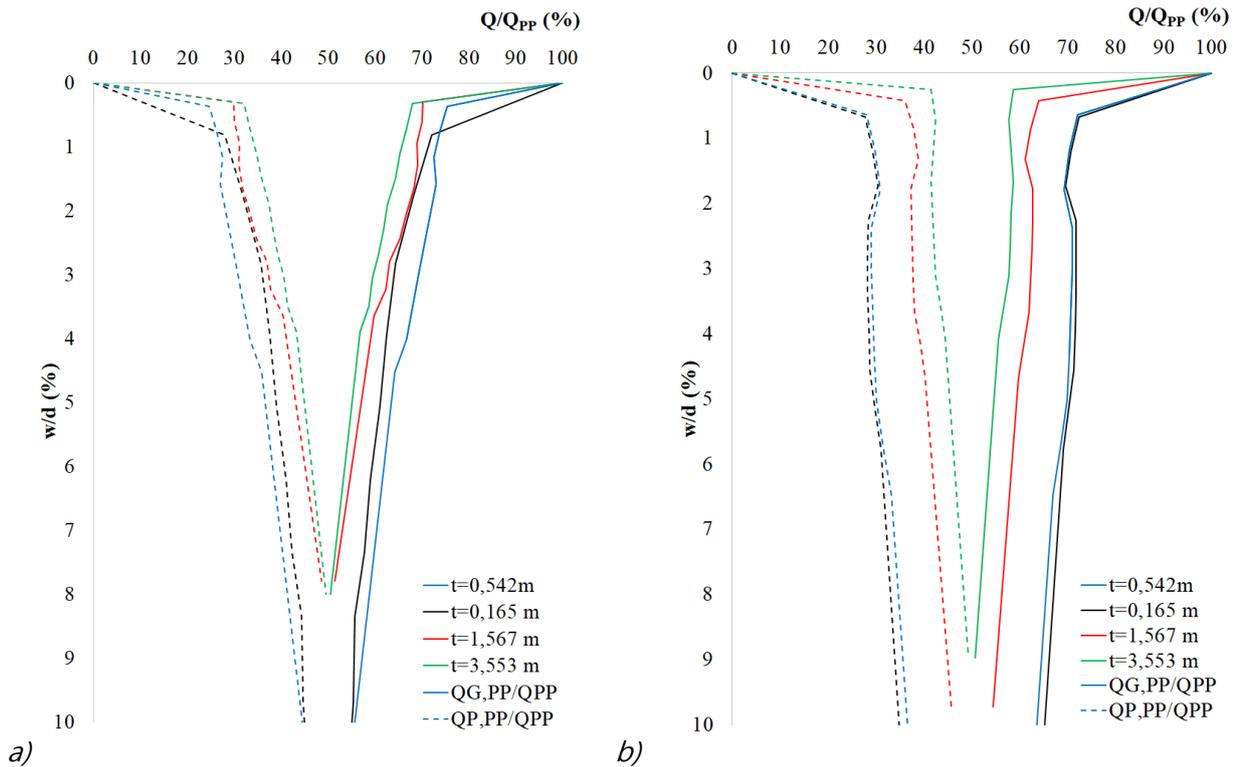


Figura 3.21– Load sharing: spessore platea

a) uniform pile arrangement; b) optimal pile arrangement

Tabella 3.13 – Load sharing: lunghezza pali

a) uniform pile arrangement; b) optimal pile arrangement

a)	Lunghezza pali	w/d (%)	Q _{G,PP} /Q _{PP} (%)	Q _{P,PP} /Q _{PP} (%)	Lunghezza pali	w/d (%)	Q _{G,PP} /Q _{PP} (%)	Q _{P,PP} /Q _{PP} (%)
	1) L = 12,5 m	0.36	75	25	1) L = 12,5 m		56	44
	2) L = 17 m	0.50	78	22	2) L = 17 m	10	71	29
	3) L = 34 m	0.38	80	20	3) L = 34 m		77	23
	4) L = 50 m	0.36	80	20	4) L = 50 m		77	23

b)	Lunghezza pali	w/d (%)	Q _{G,PP} /Q _{PP} (%)	Q _{P,PP} /Q _{PP} (%)	Lunghezza pali	w/d (%)	Q _{G,PP} /Q _{PP} (%)	Q _{P,PP} /Q _{PP} (%)
	1) L = 12,5 m	0.64	72	28	1) L = 12,5 m		64	36
	2) L = 17 m	0.46	74	26	2) L = 17 m	10	71	29
	3) L = 34 m	0.32	73	27	3) L = 34 m		73	27
	4) L = 50 m	0.26	78	22	4) L = 50 m		78	22

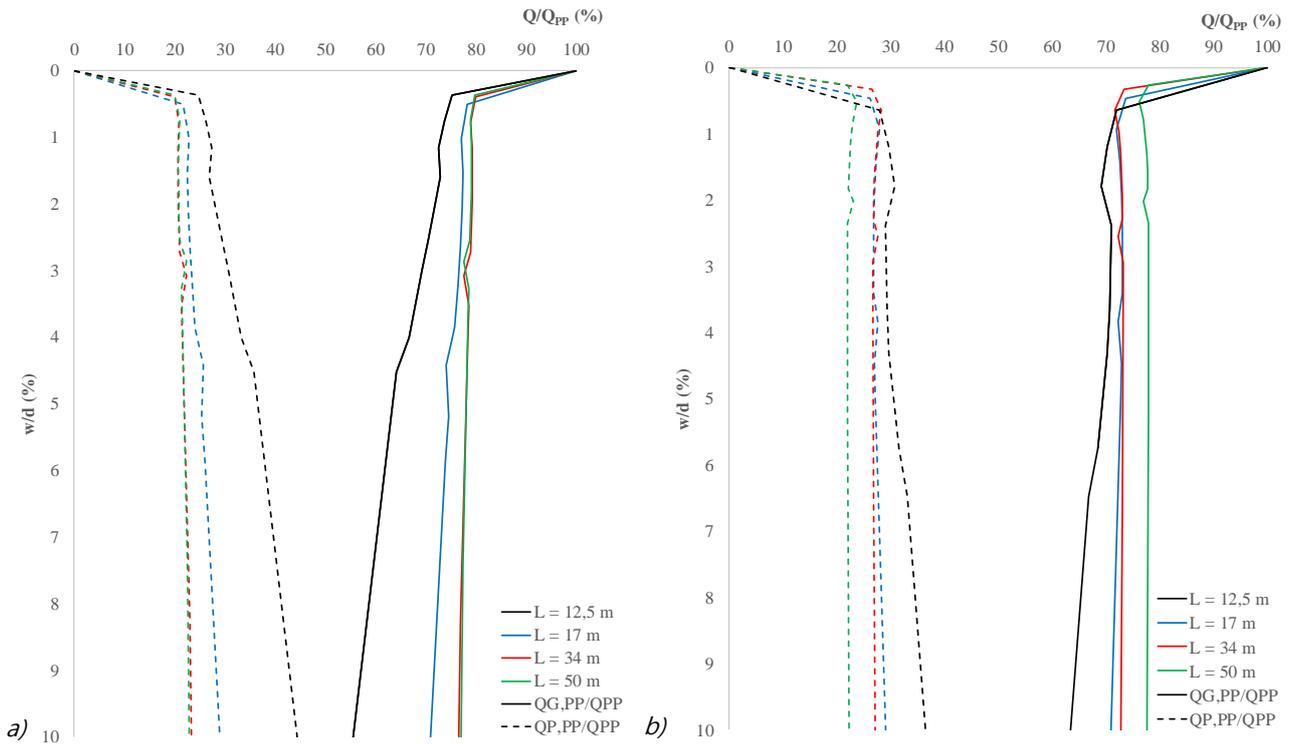


Figura 3.22 – Load sharing: lunghezza pali

a) uniform pile arrangement; b) optimal pile arrangement

Tabella 3.14 – Load sharing: numero di pali

a) uniform pile arrangement; b) optimal pile arrangement

a) Numero pali	w/d	$Q_{G,PP}/Q_{PP}$	$Q_{P,PP}/Q_{PP}$	Numero pali	w/d	$Q_{G,PP}/Q_{PP}$	$Q_{P,PP}/Q_{PP}$
	(%)	(%)	(%)		(%)	(%)	(%)
1) n=16	0.36	75	25	1) n=16		56	44
2) n=25	0.48	81	19	2) n=25	10	76	24
3) n=36	0.41	84	16	3) n=36		83	17

b) Numero pali	w/d	$Q_{G,PP}/Q_{PP}$	$Q_{P,PP}/Q_{PP}$	Numero pali	w/d	$Q_{G,PP}/Q_{PP}$	$Q_{P,PP}/Q_{PP}$
	(%)	(%)	(%)		(%)	(%)	(%)
1) n=16	0.64	72	28	1) n=16		64	36
2) n=25	0.45	75	25	2) n=25	10	71	29
3) n=36	0.42	79	21	3) n=36		78	22

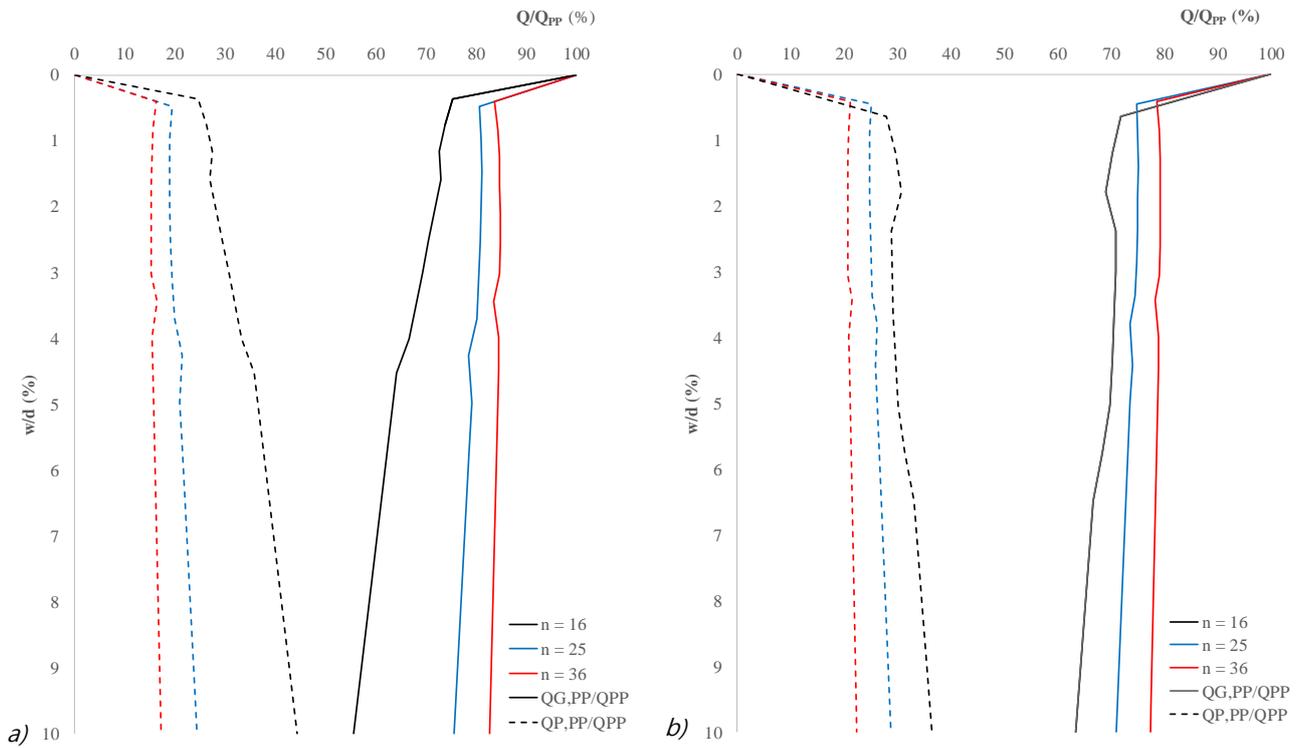


Figura 3.23 – Load sharing: numero di pali

a) uniform pile arrangement; b) optimal pile arrangement

Tabella 3.15 – Load sharing: tipo di carico

a) uniform pile arrangement; b) optimal pile arrangement

a)	Tipo di carico	w/d	$Q_{G,PP}/Q_{PP}$	$Q_{P,PP}/Q_{PP}$	Tipo di carico	w/d	$Q_{G,PP}/Q_{PP}$	$Q_{P,PP}/Q_{PP}$
		(%)	(%)	(%)		(%)	(%)	(%)
	1) Concentrato	0.36	75.3	24.7	1) Concentrato		56	44
	2) Lineare	0.63	75.8	24.2	2) Lineare	10	62	38
	3) Distribuito	0.65	77.0	23.0	3) Distribuito		62	38

b)	Tipo di carico	w/d	$Q_{G,PP}/Q_{PP}$	$Q_{P,PP}/Q_{PP}$	Tipo di carico	w/d	$Q_{G,PP}/Q_{PP}$	$Q_{P,PP}/Q_{PP}$
		(%)	(%)	(%)		(%)	(%)	(%)
	1) Concentrato	0.64	72.0	28.0	1) Concentrato		63	37
	2) Lineare	0.55	69.0	31.0	2) Lineare	10	63	37
	3) Distribuito	0.52	75.8	24.2	3) Distribuito		73	27

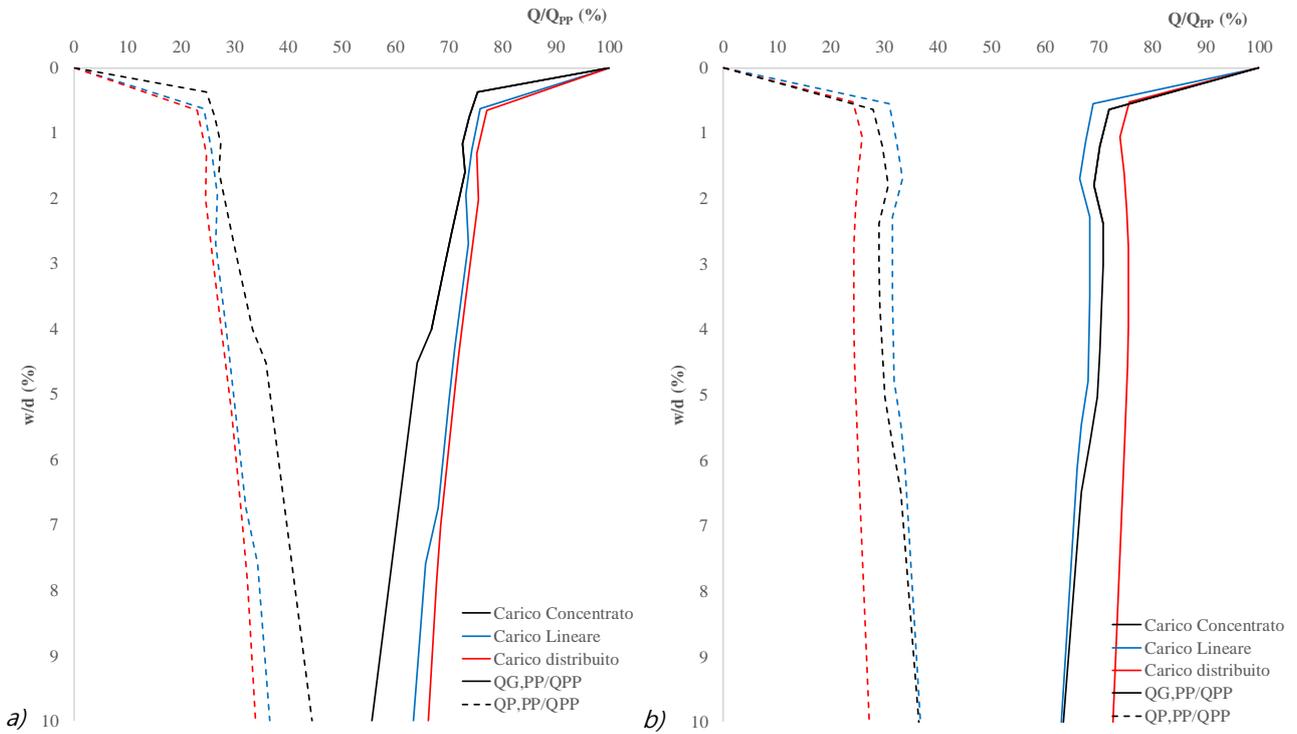


Figura 3.23– Load sharing: tipo di carico

a) uniform pile arrangement; b) optimal pile arrangement

CAPITOLO IV

IL CAMPO SPERIMENTALE

4.1 Introduzione

Nel capitolo verranno descritti i metodi e le procedure adottate per realizzazione di prove di carico verticali su diverse tipologie di fondazioni su pali trivellati strumentati all'interno di un campo prova realizzata a Caivano (NA). Verrà descritta in dettaglio la campagna sperimentale che ha portato alla definizione del modello geotecnico di sottosuolo attraverso prove in sito e laboratorio, le opere di fondazione eseguite, la tecnica esecutiva e le proprietà meccaniche dei materiali che le costituiscono.

4.2 Inquadramento dell'area di studio

Il sito di interesse è ubicato nel comune di Caivano (NA), località Pasascarola, all'interno della zona A.S.I (Area di Sviluppo Industriale).

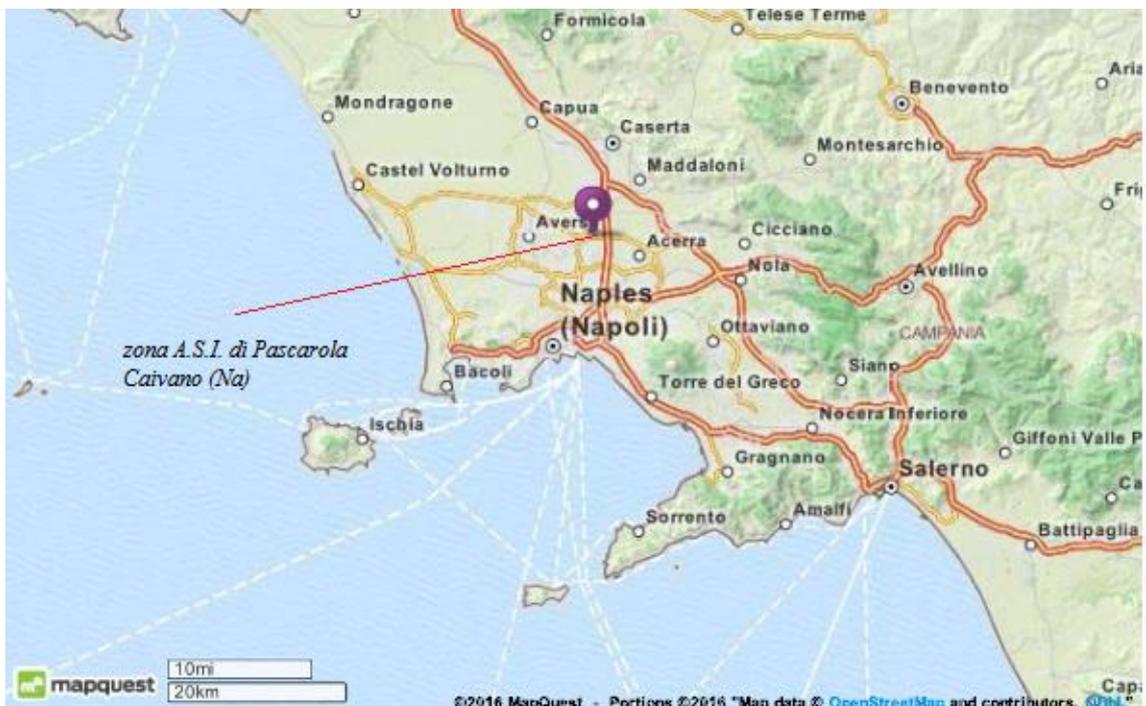


Figura 4.1 - Inquadramento territoriale dell'area di interesse

L'area in esame, rientrante nella Carta Geologica d'Italia nel foglio 183-184 (Isola d'Ischia-Napoli) in scala 1:25.000, dal punto di vista geologico, fa parte della Pianura Campania, regione vulcanica Flegrea, ed è costituita da depositi di piroclastiti sciolti nel secondo e terzo periodo Flegreo ricoprente la formazione tufacea giallognola del primo periodo. Il centro di emissioni delle piroclastiti è da ubicare probabilmente ai Campi Flegrei. L'area si presenta morfologicamente pianeggiante con assenza di corsi d'acqua naturali. La litologia è abbastanza semplice ed è formata da alternanze di pozzolane e lapilli. Per quanto riguarda le caratteristiche della permeabilità va detto che sia i lapilli che le pozzolane presentano una permeabilità per porosità, mentre il sottostante tufo presenta una permeabilità per fratturazione. La formazione Ignimbrica con il suo deposito ha colmato le preesistenti fratture del sottostante substrato calcareo che cronologicamente risale a un'età compresa tra il Giurassico e il Cretacico.

Il deposito piroclastico nel suo complesso può essere suddiviso in quattro ampi orizzonti che dall'alto vengono così suddivisi:

- Piroclastiti del terzo Periodo Flegreo, costituite da prodotti provenienti dagli edifici vulcanici di Astroni e Agnano.
- Ceneri e depositi vulcanici del secondo periodo Flegreo, costituiti da pozzolane contenenti ceneri e pomice vetrose.
- Depositivi vulcanici del primo Periodo Flegreo, costituiti dal tufo grigio campano, che presenta, verso l'alto, fenomeni di autometamorfismo con innesco di processi di cementazione che gli conferiscono una certa consistenza.
- Ignimbrite Campana formatosi dall'eruzione dei Campi Flegrei.

Nell'ambito dei diversi litotipi legati all'attività eruttiva flegrea, il Tufo Giallo Napoletano è molto importante, dal punto di vista idrogeologico, per continuità areale e per valori di trasmissività nettamente inferiori a quelli dei restanti litotipi.

Al di sopra del Tufo Giallo Napoletano, si rileva quasi ovunque, una successione piuttosto regolare di pomice e cineriti incoerenti, messa in posto durante le eruzioni recenti dei Campi Flegrei.

Dal punto di vista idrologico la zona in esame non è interessata dalla presenza di corsi d'acqua e le acque meteoriche e di scarico vengono raccolte e smaltite attraverso la rete fognaria. Per quanto riguarda le caratteristiche idrogeologiche dei terreni, il tufo giallo presenta una permeabilità per porosità abbastanza alta.

La circolazione idrogeologica si basa sul fatto le acque di infiltrazioni, dopo essere penetrate negli acquiferi carbonatici della zona, si dividono in diversi corpi idrici in corrispondenza degli spazi sotterranei generati da cause tettoniche (faglie), stratifiche (giacitura degli strati), morfologiche (pendenze, alti e bassi morfologici).

Da questo studio è emerso uno schema di circolazione idrica sotterranea per "falde sovrapposte", ma tra loro interconnesse. Ciò nonostante, è stato osservato che le falde maggiormente produttive sono localizzate tutte nei prodotti sciolti giustapposti al Tufo Giallo Napoletano e che le relative quote di livellamento non si discostano in modo rilevante tra loro, pertanto si può ritenere valido lo schema idrico a falda unica, costituita da vari orizzonti idraulicamente interconnessi per la mancanza di veri e propri strati impermeabili sufficientemente estesi.

4.3 Caratterizzazione geotecnica dei terreni

L'area oggetto di interesse occupava una superficie di circa 60 m² (4m x 15 m).

Preliminarmente è stato effettuato uno scavo di 1.5 m per eliminare i terreni superficiali, affetti da grossa eterogeneità e modificazioni subite nel tempo.



Figura 4.2 - Scavo preliminare.

A partire da tale quota, che rappresenta il piano campagna a cui si farà successivamente riferimento, è stata definita una campagna di indagini atte alla definizione del “modello geotecnico di sottosuolo”.

Essa è costituita da:

Prove in situ:

- 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti fino a 15 m da p.c.;
- 4 prove penetrometriche statiche CPT;
- 2 prelievi di campioni indisturbati a quota 2 - 2.5m e 4 - 4.5m da p.c.

Prove di laboratorio:

- 2 analisi granulometriche;
- 2 prove triassiali consolidate drenata (CID);
- 3 prove edometriche.

In figura 4.3 è riportata l'ubicazione planimetrica delle indagini eseguite.

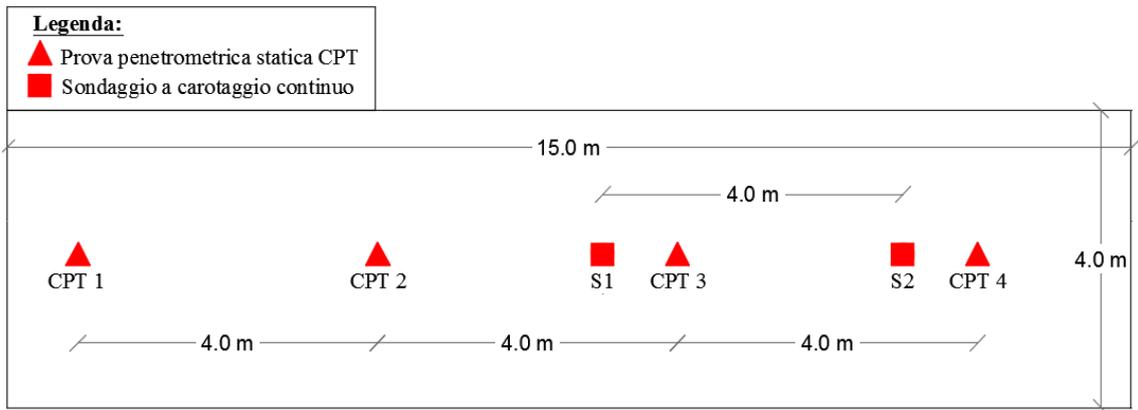


Figura 4.3 - Ubicazione delle indagini geotecniche

4.3.1 Indagini in situ

L'esecuzione dei 2 sondaggi a carotaggio continuo che ha permesso il riconoscimento della successione stratigrafica dei terreni in situ. In particolare il sondaggio S1 è stato spinto fino alla profondità di 12 m da p.c. mentre S2 fino a 7m. Entrambe mostrano la medesima successione stratigrafica (Tabella 4.1).

Tabella 4.1 - Successione stratigrafica da sondaggi

Profondità (m)	Stratigrafia
0.0 - 2.0	Ceneri con intercalazioni (da 1 a 1,5 m) di sabbie ghiaiose (pomici)
2.0 - 2.5	Materiale cineritico con sostanza organica
2.5 - 4.0	Materiale piroclastico cineritico
4.0 - 5.5	Materiale piroclastico cineritico pomicio
5.5 - 9.0	Tufo giallo
9.0 - 12.0	Sabbia vulcanica
12 -	Tufo grigio

Data la natura incoerente dei terreni presenti in situ è stato possibile definire il livello di falda letto all'interno del sondaggio a profondità di 3.5 m da p.c.

Durante l'esecuzione del sondaggio S2 sono stati prelevati due campioni indisturbati:

- S2-1 a profondità compresa da 2 a 2.5 m da p.c. fuori falda;
- S2-2 a profondità compresa tra 4 e 4.5 m da p.c. sotto falda.

Per la caratterizzazione meccanica dei terreni in sito sono state eseguite 4 prove CPT ad interasse di 4 m (figura 4.4).

Di seguito sono riportati i profili di resistenza alla punta q_c con la profondità per le diverse prove eseguite.

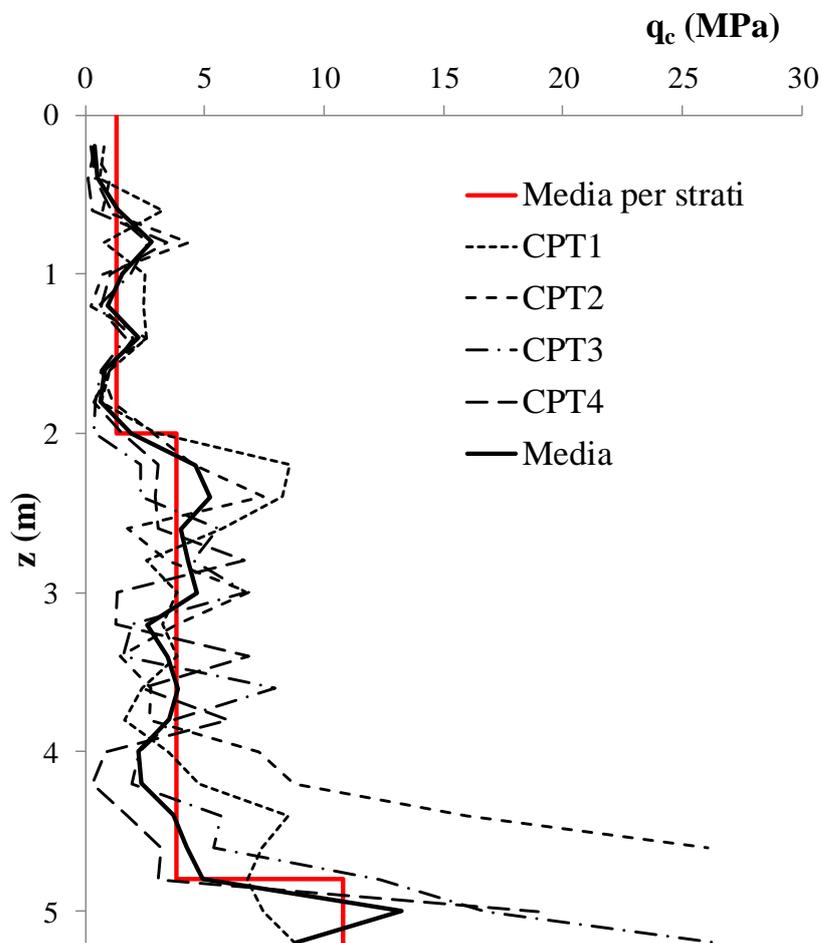


Figura 4.4 - Profili di resistenza alla punta q_c - z

Da tale andamento è stato possibile suddividere il terreno indagato in 3 strati:

1. Da p.c. fino a 2 m di profondità;

2. Da 2 a 4.8 m da p.c.
3. Da 4.8 a 5.6 m profondità in cui è stato rilevato lo strato di Tufo.

Si nota come CTP2 presenta valori di resistenza alla punta q_c più alti già ad una profondità di circa 4 m. Per la definizione dei parametri meccanici non si è fatto riferimento a tali valori essendo essi rappresentativi di un caso isolato. Per la definizione dei parametri meccanici ed in particolare dell'angolo di attrito sono state utilizzate le relazioni di Durgunoglu e Mitchell (1975) e Robertson e Campanella (1983).

In tabella 4.2 sono descritti i valori di angolo di attrito valutati per gli stati precedentemente descritti:

Tabella 4. 2 - Angolo di attrito da prove CPT

<i>Terreno</i>	<i>z (m)</i>	$\phi_{D\&M}$ (°)	$\phi_{R\&C}$ (°)	ϕ (°)
1	0 - 2	33	37	35
2	2 - 4,8	33	37	35
3	4,8-5,6	37	43	40

$\phi_{D\&M}$ = angolo di attrito ottenuto da Durgunoglu & Mitchell (1975)

$\phi_{R\&C}$ = angolo di attrito ottenuto da Robertson & Campanella (1983)

Attraverso la relazione di Mayne (2001) per i terreni incoerenti è stato valutato il grado di sovraconsolidazione del terreno OCR per i diversi strati necessario per definire il valore del coefficiente di spinta a riposo k_0 come:

$$k_0 = (1 - \text{sen}\phi) * OCR^{\text{sen}\phi} < 1 \quad (4.1)$$

In tabella 3.3 si riportano i valori di OCR e k_0 assegnati ai diversi strati.

Tabella 4.3 - OCR e k_0 da prove CPT

<i>Terreno</i>	<i>z (m)</i>	OCR (-)	k_0 (-)
1	a	0÷1	6
	b	1÷2	2
2	2÷4,8	2	0,7
3	4,8÷5,6	5	0,9

4.3.2 Prove di laboratorio

Durante l'esecuzione del sondaggio S2 sono stati prelevati due campioni indisturbati. Su di essi sono state eseguite prove di laboratorio riassunte in tabella 4.4.

Tabella 4.4 - Indagini di laboratorio

<i>Campioni Indisturbati</i>	S2-1	S2-2
<i>z (m)</i>	2 - 2.5	4 - 4.5
<i>Analisi Granulometriche</i>	x	x
<i>Prove triassiali CID</i>	1	1
<i>Prove Edometriche</i>	2	1

In figura 4.5 sono riportate le curve granulometriche dei due campioni indisturbati, le cui proprietà fisiche sono riassunte in tabella 4.5

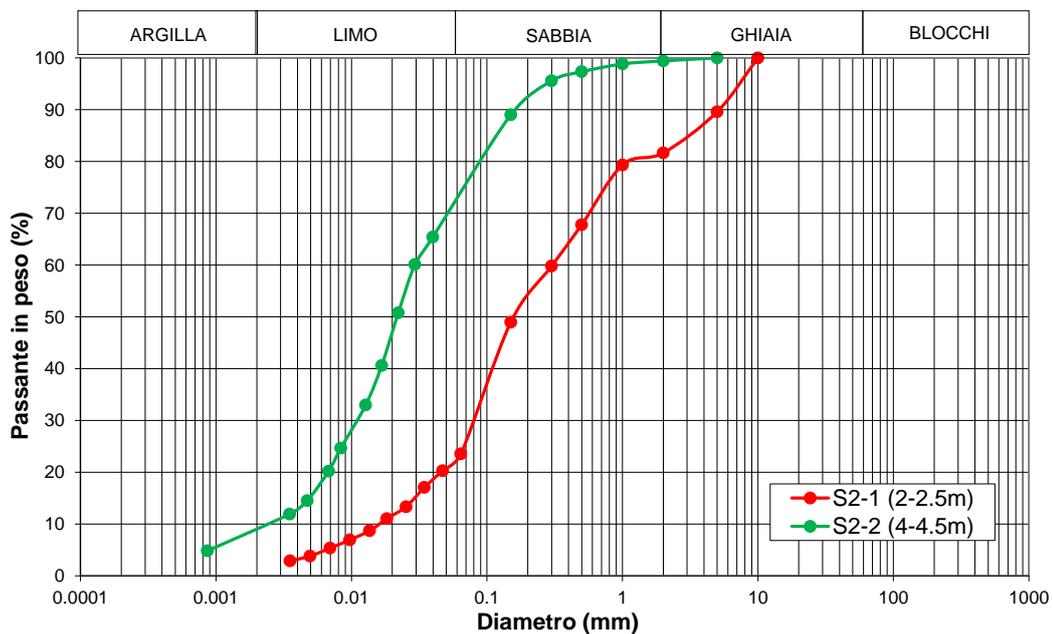


Figura 4.5 - Curve granulometriche sui campioni indisturbati

Tabella 4.5 - Proprietà fisiche dei terreni

Campione	γ_s	γ_d	γ	e	D_{50}	U_c
	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(-)	(mm)	(-)
S2-1	25,45	11,3	15	1,25	0,16	19
S2-2	25,05	11,3	15	1,21	0,02	11

γ_s = peso specifico dei grani

e = indice dei pori

γ_d = peso secco dell'unità di volume

D_{50} = dimensione media delle particelle

γ = peso specifico dell'unità di volume

U_c = coefficiente di uniformità

Il comportamento meccanico è stato indagato attraverso prove triassiale consolidate drenate CID e prove edometriche.

Sono state eseguite due prove CID, una per ciascun campione prelevato.

Per il campione S2-1, per una maggiore rappresentatività dei risultati, essendo esso fuori falda, la prova è stata eseguita su provini a contenuto naturale di acqua leggendo le variazioni di volume durante la prova attraverso il volume gauge.

Per il campione S2-2, essendo stato prelevato sotto falda, la prova è stata condotta convenzionalmente portando, prima della fase di consolidazione, il provino a saturazione.

In tabella 4.6 sono riportati il valore della tensione di confinamento p' , la tensione deviatorica q' e il rapporto tensionale η misurati all'inizio della prova, nella condizione di picco e di stato critico.

Tabella 4.6 - Prove triassiali CID

Provino		Condizione iniziale			Rottura di Picco			Stato Critico		
		p'_0	q_0	η_0	p'_p	q_p	η_p	p'_{cv}	q_{cv}	η_{cv}
		(kPa)	(kPa)	(-)	(kPa)	(kPa)	(-)	(kPa)	(kPa)	(-)
S2-1	A	200	0	0	379	525	1,39	350	438	1,25
	B	100	0	0	204	295	1,44	185	235	1,27
	C	50	0	0	107	160	1,49	105	153	1,46
S2-2	A	80	0	0	166	258	1,56	154	218	1,42
	B	150	0	0	321	519	1,62	279	389	1,39
	C	250	0	0	519	818	1,58	462	641	1,39

Gli stress-path efficaci sono riportati in figura 4.6 e 4.8, rispettivamente per il campione S2-1 e S2-2. La risposta tensione-deformazione, rappresentata nel piano $q/p' - \varepsilon_a$ (con ε_a deformazione assiale del provino), è descritta in figura 4.7 e 4.9.

Si nota come il provino durante la fase deviatorica della prova raggiunge un valore di picco seguito da un decadimento delle proprietà fino a raggiungere lo stato critico.

Se si fa riferimento alla sola prova S2-2, effettuata in condizioni sature, si nota come il materiale si comporta come "sabbia densa" assumendo quindi un comportamento dilatante come si vede dal diagramma della deformazione volumetrica ε_v in funzione di quella assiale ε_a (figura 4.10)

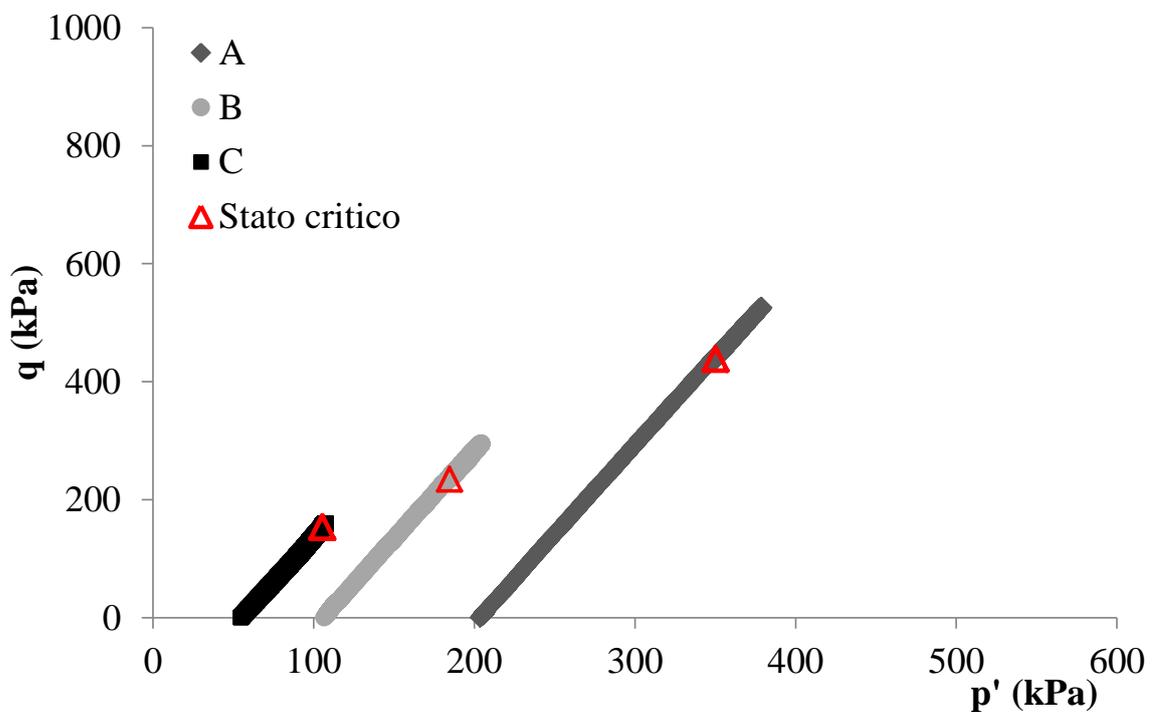


Figura 4.6 - Campione S2-1: Stress-path efficace

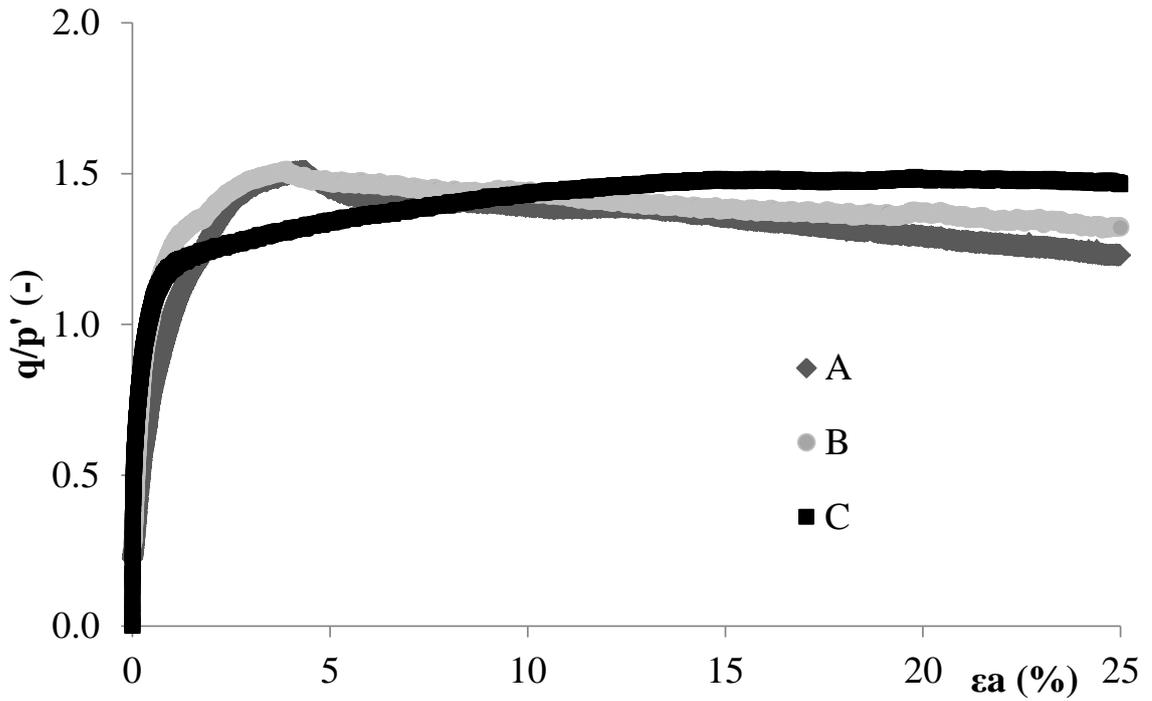


Figura 4.7 - Campione S2-1: risposta tensione – deformazione

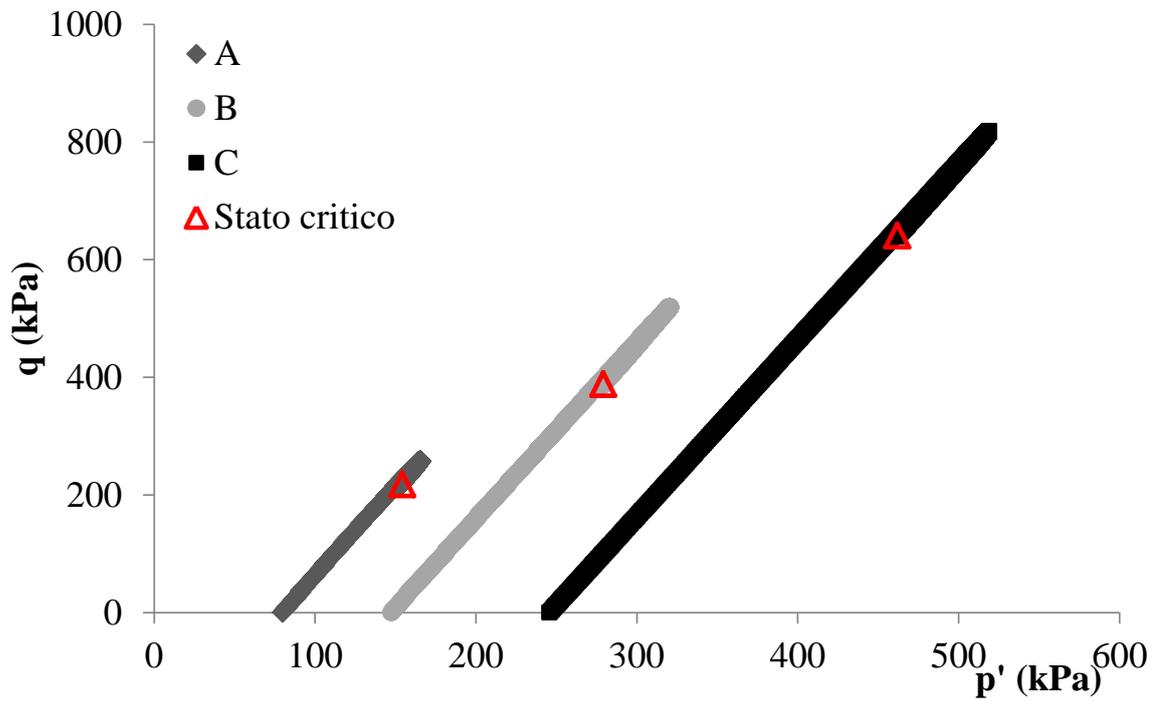


Figura 4.8 - Campione S2-2: Stress-path efficace

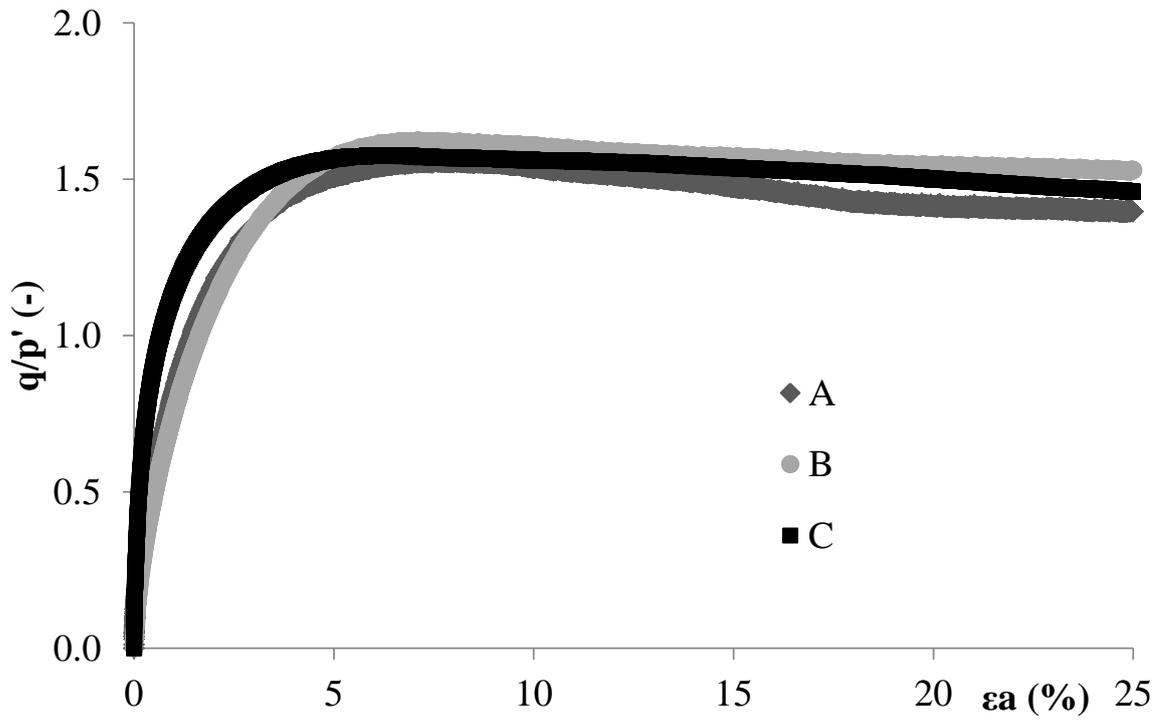


Figura 4.9 - Campione S2-2: risposta tensione – deformazione

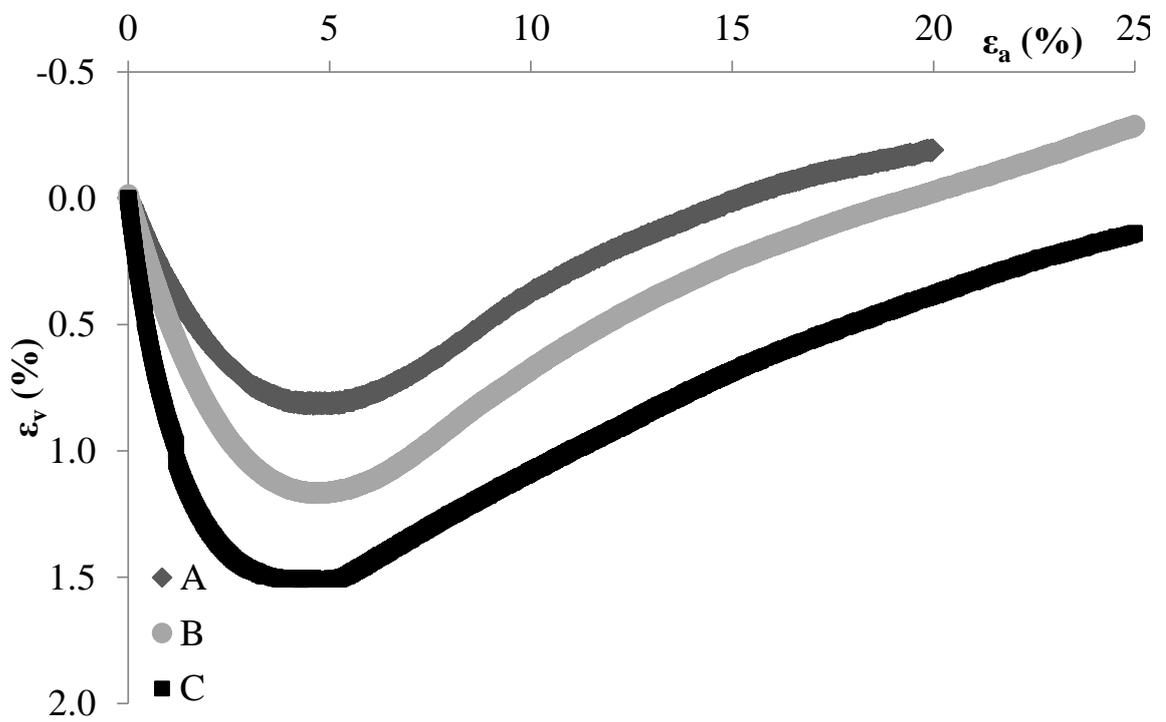


Figura 4.10 - Campione S2-2: Diagramma $\epsilon_v - \epsilon_a$

A partire dai risultati delle prove triassiali, in tabella 4.7 sono indicati i parametri meccanici associati ai due diversi campioni.

Tabella 4.7 - Parametri meccanici derivanti da prove triassiali

<i>Provino</i>	ϕ_p (°)	ϕ_{cv} (°)	$E_{50\%}$ (Mpa)	$E_{25\%}$ (Mpa)
<i>S2-1</i>	35	32	25	50
<i>S2-2</i>	39	34	24	39

ϕ_p = angolo di attrito di picco

ϕ_{cv} = angolo di attrito di stato critico

$E_{50\%}$ = rigidezza secante al 50% del deviatore massimo

$E_{25\%}$ = rigidezza secante al 25% del deviatore massimo

Sugli stessi campioni sono state eseguite prove edometriche:

- *S2-1a* - Contenuto d'acqua naturale: la prova è stata effettuata a secco con un primo ciclo di carico e scarico a 50 kPa;
- *S2-1b* - Imbibizione: raggiunto un carico di 50 kPa, il provino è stato imbibito prima di proseguire con l'applicazione del carico;
- *S2-2*: prevede un primo ciclo di carico e scarico a 80 kPa.

In figura 4.11 si riportano la risposta a compressione dei provini in termini e - σ'_v :

Da tale risposta è possibile valutare il modulo edometrico al variare dello stato tensionale (figura 12)

Il modulo edometrico risulta:

- *S2-1*: 5.6 MPa < E_{ed} < 33.1 MPa, per 100 kPa < σ'_v < 2500 kPa;
- *S2-2*: 19.0 MPa < E_{ed} < 59.4 MPa, per 100 kPa < σ'_v < 2500 kPa;

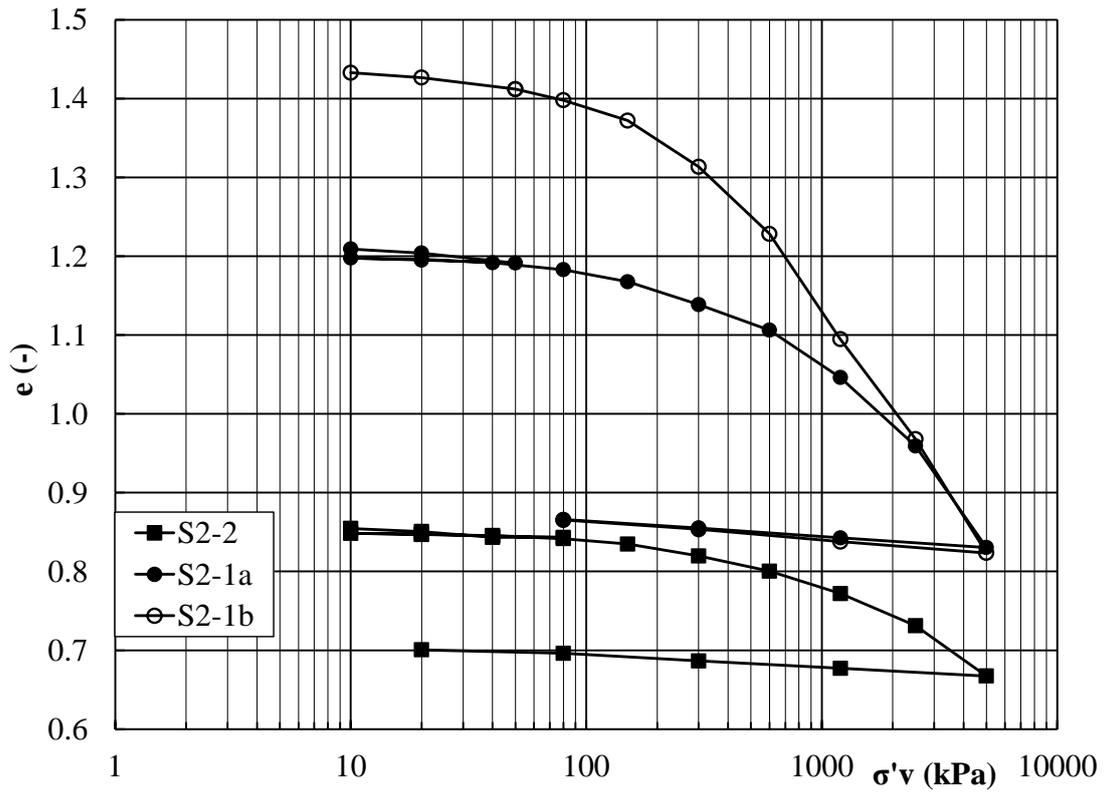


Figura 4.11 - Prove Edometriche: diagramma $e - \sigma'_v$

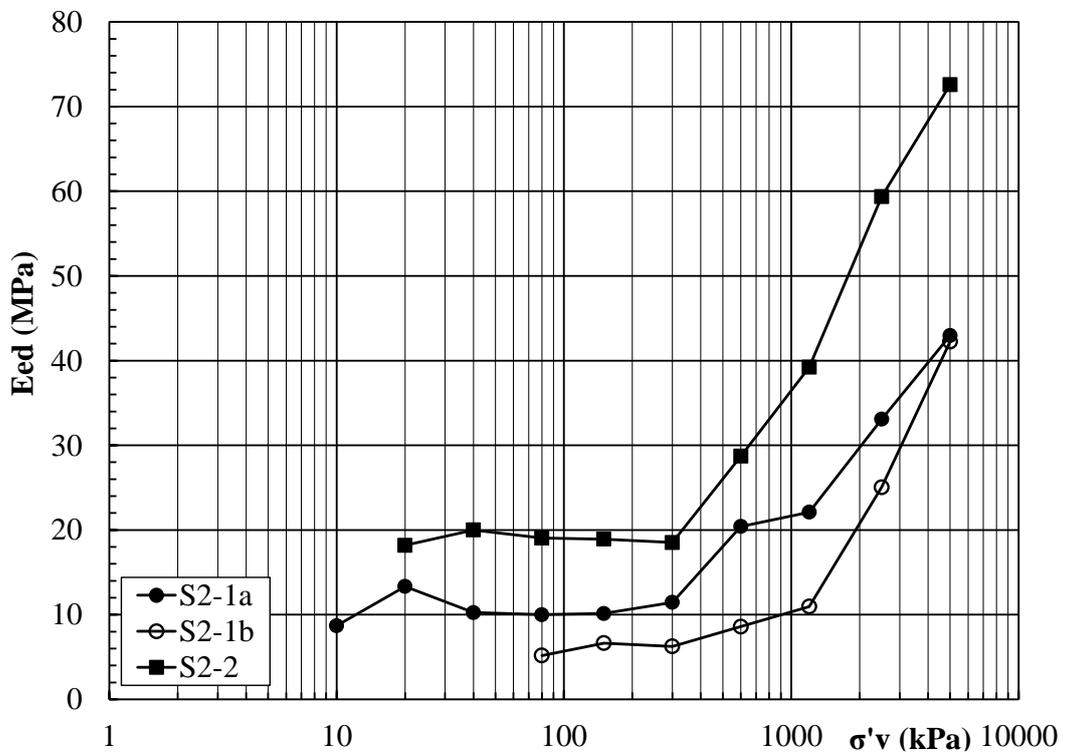


Figura 4.12 - Prove Edometriche: diagramma $E_{ed} - \sigma'_v$

A valle delle prove sperimentali effettuate sia in sito che in laboratorio è stato definito il modello geotecnico di sottosuolo necessario per la calibrazione delle successive analisi numeriche. In particolare in tabella 4.8 sono indicati i valori dei parametri attribuiti ai diversi strati.

Tabella 4.8 - Modello geotecnico di sottosuolo

Terreno		z (m)	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	OCR (-)	k_0 (-)
1	a	0÷1	15	35	6	1,0
	b	1÷2			2	0,6
2		2÷4,8	15	35	2	0,7
3		4,8÷5,6	15	39	5	0,9

Si nota come non è stato definito il valore del modulo di rigidezza dei terreni valutato successivamente in riferimento alle analisi numeriche.

4.4 Descrizione delle opere

Di seguito verranno descritte i modelli di fondazione, tutti caratterizzati dalle stesse tipologie di platea e pali.

La *platea* è costituita da una piastra di calcestruzzo gettato in opera quadrata di lato $L = 1.2$ m e spessore $t = 0.7$ m. Per un miglior trasferimento dei carichi è stata disposta un'armatura superiore e una inferiore entrambe caratterizzate da una maglia quadrata $\phi 10/10$ cm.

I *pali* sono trivellati di diametro $d = 0.15$ m e lunghezza $l = 4$ m con un rapporto di snellezza $l/d = 26.7$. Essi sono realizzati in calcestruzzo gettato in opera con un'armatura costituita da un tubolare in acciaio S235 di diametro esterno di 76 mm e spessore 6 mm.

In totale sono stati realizzati 11 pali e 3 platee combinate a formare 4 diverse tipologie di fondazioni:

- *Palo singolo (SP)*;
- *Platea superficiale (P)*;
- *Gruppo di pali (G)*;
- *Platea su pali (PP)*.

In particolare sia il gruppo di pali che la platea su pali è caratterizzata da 5 pali posti ad interasse $s/d=4$ uniformemente distribuiti sotto la platea.

Per evitare il contatto platea-terreno e permettere il trasferimento del carico ai soli pali, nel gruppo di pali è stato introdotto uno strato di polistirolo di spessore pari a 9 cm tra il terreno e la platea.

In figura 4.13 è riportato lo schema delle opere di fondazione.

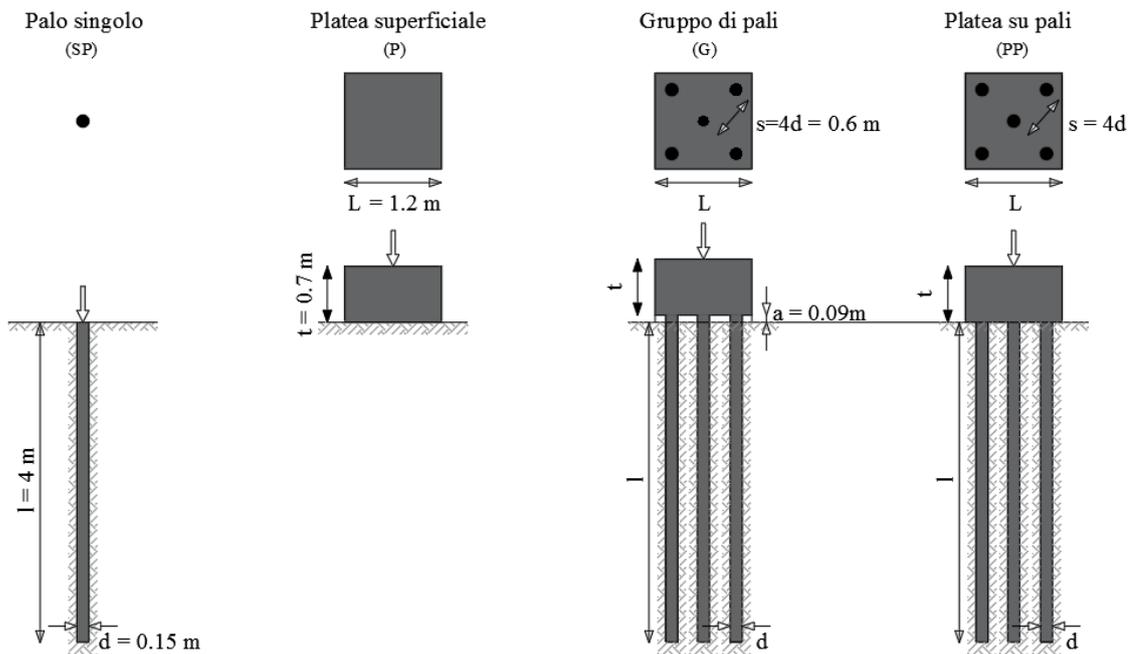


Figura 4.13 - Schema geometrico delle opere di fondazione

In particolare per il gruppo di pali e platea su pali di seguito si riporta la reale posizione dei pali rispetto all'area di impronta della struttura di collegamento rispetto ad un sistema di riferimento con origine nel baricentro della fondazione stessa. (Figura 3.14 e tabella 3.9).

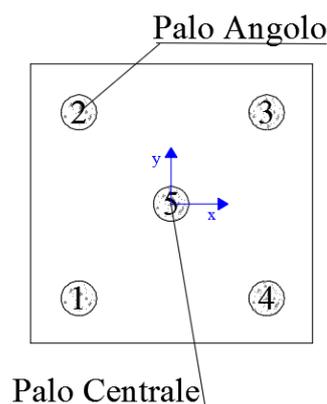


Figura 4.14 – Numerazione pali all'interno della fondazione

Tabella 4.9 – Posizione pali all'interno della fondazione

Palo n°	Gruppo di pali		Platea su pali	
	x (mm)	y (mm)	x (mm)	y (mm)
1	-335	-445	-430	-430
2	-435	430	-425	410
3	485	400	425	420
4	430	-425	425	-430
5	0	0	0	0

Alcuni tra i pali realizzati sono stati strumentati con estensimetri a "corda vibrante" per misurare le deformazioni che si sviluppano lungo il fusto del palo durante la prova di carico.

L'estensimetro a corda vibrante è costituito da un filo di acciaio teso ancorato alle estremità a due flange. Il filo è rinchiuso in un tubo di acciaio inossidabile. Bobine elettromagnetiche sono posizionate vicino all'asse del filo all'interno del tubo. Quando le bobine vengono eccitate, viene indotto un campo magnetico che mette in vibrazione il filo che oscillerà con una sua "frequenza di risonanza". Il filo, oscillando per un breve periodo all'interno del campo magnetico genera una corrente in uscita che sarà letta in periodo di vibrazione.

Quando l'elemento in cui è annegato lo strumento è soggetto ad uno stato tensionale, provoca una variazione di lunghezza dell'estensimetro che a sua

volta induce una variazione di tensione nella corda. Tale variazione modifica la frequenza di risonanza del filo che verrà letta dalla centralina.

Per ottenere valori di deformazioni a partire dai periodi di vibrazione è necessario un fattore di taratura (Gauge Factor) proprio dello strumento fornito generalmente dal produttore.

La relazione utilizzate per ottenere le deformazioni è:

$$\mu\varepsilon_i = (f_0^2 - f_i^2) \times 10^3 \times GF \quad (4.2)$$

Con:

- $f_0 = 1/T_0$ frequenza di vibrazione della corda alla lettura di zero;
- $f_i = 1/T_i$ frequenza di vibrazione della corda allo step i-esimo;
- T_0 = periodo di vibrazione della corda alla lettura zero;
- T_i = periodo di vibrazione della corda allo step i-esimo;
- GF = Gauge Factor.

Sono stati strumentati 5 pali:

- Palo singolo;
- Palo d'angolo del gruppo di pali;
- Palo centrale del gruppo di pali;
- Palo d'angolo della platea su pali;
- Palo centrale della platea su pali;

In ogni pali sono stati inseriti tre estensimetri: testa, centro e punta.

È possibile così definire due concii:

- *Concio 1*: tratto di palo tra estensimetro posto in testa e quello in mezzeria;
- *Concio 2*: tra estensimetro centrale e alla punta.

I due concii, per la loro posizione, si trovano rispettivamente in corrispondenza del terreno 1 e terreno 2, come definiti nel modello geotecnico di sottosuolo.

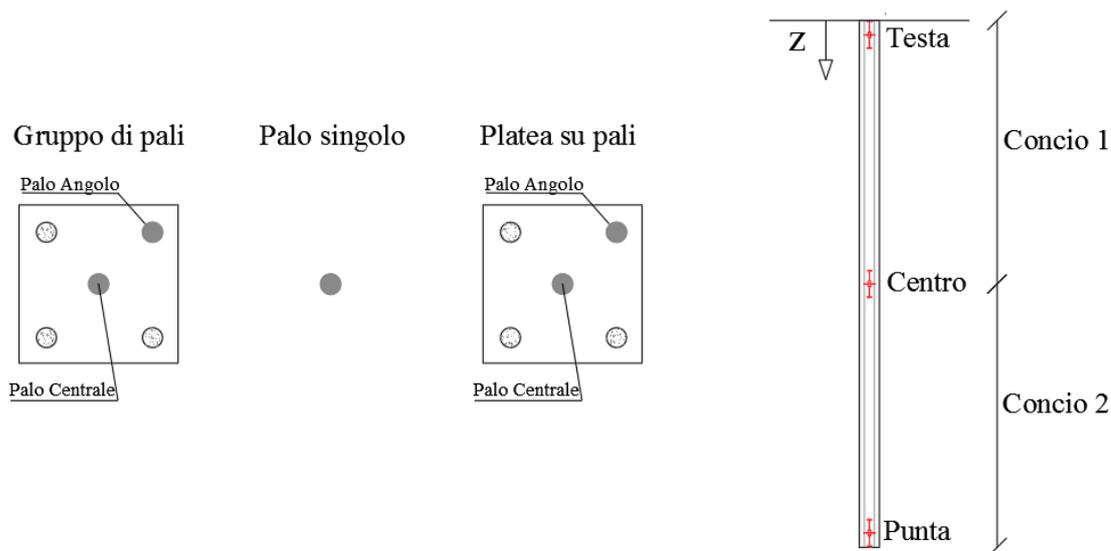


Figura 4.15 - Schema geometrico degli estensimetri e loro posizione

Tabella 4.10 - Posizione estensimetri all'interno dei pali

<i>Palo</i>	<i>Posizione</i>	<i>z</i> <i>(m)</i>
<i>Singolo</i>	Testa	0,08
	Centro	2,05
	Punta	3,84
<i>Angolo Gruppo di pali</i>	Testa	0,05
	Centro	2,01
	Punta	3,85
<i>Centrale Gruppo di pali</i>	Testa	0,13
	Centro	2,10
	Punta	3,89
<i>Angolo Platea su pali</i>	Testa	0,19
	Centro	2,17
	Punta	3,95
<i>Centrale Platea su pali</i>	Testa	0,15
	Centro	2,08
	Punta	3,91

L'installazione è avvenuta collegando ad una corda gli strumenti nelle posizioni stabilite e fatta calare all'interno dell'armatura tubolare a mezzo di un peso posto alla base della corda. Successivamente viene gettata boiaccia solidarizzare gli strumenti con il palo.

Di seguito sono riportate immagini che mostrano la fase di installazione degli estensimetri (figura 4.16).



Figura 4.16 - Installazione estensimetri: a) estensimetro a corda vibrante; b) posizione estensimetri alle profondità stabilite; c) immissione all' interno del palo; d) posizione pali strumentati

Per garantire un miglior trasferimento dei carichi ai pali, l'armatura di essi è stata fatta proseguire all'interno della platea, in testa ad essa è stata posizionata una piastra circolare con diametro pari a 25cm e spessore pari a 10mm (figura 4.17).



Figura 4.17 - Installazione piastra in testa ai pali

Per ottenere l'isolamento della parte di armatura del palo in corrispondenza del tratto interessato dall'estensimetro posto in testa ai pali durante la fase di getto di calcestruzzo si è utilizzato un tubo in PVC $\varnothing 250$ concentrico al palo a partire dalla piastra di ripartizione del carico, questo per poter permettere una più facile estrazione dello strumento e utilizzarlo come cella di carico su cui effettuare in laboratorio una prova a compressione (figura 4.18). Per evitare asimmetrie del modello è stata inserita la tubazione non solo ai pali strumentati ma anche ai restanti.



Figura 4.18 - Installazione isolamento estensimetro in testa

Come detto in precedenza durante la realizzazione del gruppo di pali è stato interposto tra la platea e il terreno uno strato di polistirolo dello spessore di 9 cm che permette il trasferimento del carico dalla platea ai pali evitando il contatto di essa con il terreno (figura 4.19).



Figura 4.19 - Inserimento strato di polistirolo in Gruppo di pali

4.5 Caratterizzazione dei materiali strutturali

Per individuare le caratteristiche dei materiali costituenti le opere strutturali, durante le varie fasi di getto del calcestruzzo sono stati prelevati provini cubici di dimensioni $15 \times 15 \times 15 \text{ cm}^3$, testati poi in laboratorio con prove non distruttive di tipo soniche e prove di compressione uniassiale con lettura delle deformazioni.

Da esse è stato possibile determinare la tensione di rottura del materiale σ_c e soprattutto il modulo di rigidezza E necessario nella fase di elaborazione dei risultati delle prove.

Sono stati prelevati:

- 5 provini durante la fase di realizzazione dei pali;
- 2 provini di boiaccia utilizzata per solidarizzare gli estensimetri al palo;
- 6 provini durante la fase di realizzazione delle platee, 2 per ogni platea.

Tabella 4.11 - Caratteristiche dei provini cubici prelevati

<i>n°</i>	<i>Peso</i>	<i>L</i>	<i>h</i>	<i>γ</i>
<i>(-)</i>	<i>(g)</i>	<i>(cm)</i>	<i>(cm)</i>	<i>(kN/m³)</i>
<i>1-CLS</i>	5745	14,6	14,6	18,5
<i>2-CLS</i>	5366	14,6	13,6	18,5
<i>3-CLS</i>	5563	14,8	14,6	17,4
<i>4-CLS</i>		No misure		
<i>5-CLS</i>	5523	15	15	17,7
<i>1-Boiaccia</i>	5548	14,8	14,0	18,1
<i>2-Boiaccia</i>	5451	14,6	14,6	17,5
<i>1-PP</i>	6887	14,9	14,6	21,2
<i>2-PP</i>	6986	14,9	14,6	21,6
<i>3-G</i>	7249	15,0	15,0	21,5
<i>4-G</i>	7375	14,9	14,6	22,8
<i>5-P</i>	6921	15,0	15,0	20,5
<i>6-P</i>	6810	15,0	15,0	20,2

4.5.1 Prove soniche su provini cubici

Si tratta di prove non distruttive che mettono in relazione la velocità di propagazione di onde elastiche di compressione, opportunamente prodotte nell'elemento strutturale, con il modulo di elasticità del materiale.

La sonda emettitrice produce degli impulsi sonici con frequenza prestabilita che, captati dalla sonda ricevente, consentono di misurare il tempo di transito mediante un contatore al quarzo. Noto lo spessore dell'elemento strutturale, il calcolo della velocità di propagazione è immediato.

Le misure possono essere effettuate in maniera diretta, semidiretta e indiretta a seconda della posizione relativa tra emettitore e ricevente (vedi figura 3.20) Nel caso in esame sono state effettuate misure dirette.

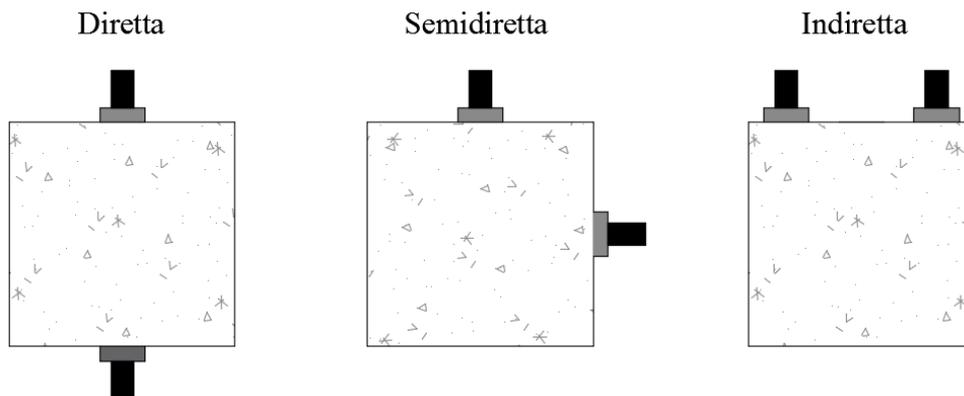


Figura 3.20 - Schema prova sonica

Si fa l'ipotesi di propagazione di un'onda elastica in un mezzo elastico e isotropo, si calcola il modulo elastico dinamico E_d come:

$$E_d = V_p^2 \rho \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{g(1-\nu)} \quad (4.3)$$

Con:

V = velocità rilevata;

ν = coefficiente di Poisson;

ρ = densità del materiale;

g = accelerazione di gravità.

In tabella 4.12 sono riportati i risultati delle prove effettuate.

Tabella 4.12 - Modulo di rigidezza da prove soniche

<i>n°</i>	<i>t_p</i>	<i>V</i>	<i>ν</i>	<i>E_d</i>	<i>E_{dmedio}</i>
<i>(-)</i>	<i>(μs)</i>	<i>(km/s)</i>	<i>(-)</i>	<i>(GPa)</i>	<i>(GPa)</i>
<i>1-CLS</i>	50,2	2,91		15,1	
<i>2-CLS</i>	47,1	2,89		14,9	
<i>3-CLS</i>	49,8	2,93	0,15	14,4	14,2
<i>4-CLS</i>	No misure			No misure	
<i>5-CLS</i>	54,2	2,69		12,4	
<i>1-Boiaccia</i>	49,5	2,83	0,15	14,0	13,7
<i>2-Boiaccia</i>	51,8	2,82		13,4	
<i>1-PP</i>	46,5	3,14	0,15	20,2	20,5
<i>2-PP</i>	46,1	3,17		20,9	
<i>3-G</i>	43,5	3,45		24,7	25,1
<i>4-G</i>	42,8	3,41		25,6	
<i>5-P</i>	48,0	3,13		19,3	17,0
<i>6-P</i>	54,6	2,75		14,7	

4.5.2 Prove di compressione uniassiale su provini cubici

Le prove di compressione uniassiali sono state svolte valutando anche le deformazioni del provino tramite 2 estensimetri LVDT posti su due lati del provino.

È stato possibile ottenere le curve σ - ϵ dalle quali si sono ottenuti i valori di rigidezza del materiale.

In tabella 4.13 si riportano i valori del modulo di rigidezza di resistenza a compressione per i diversi provini.

Tabella 4.13 - Caratteristiche di rigidezza e resistenza da prove uniassiali

Campione	E (Gpa)	σ_c (Mpa)	E_{media} (Gpa)	$\sigma_{c,media}$ (Mpa)
1-CLS	1,6	8,1		
2-CLS	2,4	9,7		
2-CLS	4,0	12,9	2,7	10,6
2-CLS	2,1	10,3		
5-CLS	3,3	12,3		
1-Boiaccia	19,5	-	12,0	-
2-Boiaccia	4,6	-		
1-PP	8,4	6,2	12,1	7,4
2-PP	15,8	8,5		
3-G	-	21,7	5,9	15,5
4-G	5,9	9,4		
5-P	17,2	3,6	17,2	4,6
6-P	-	5,6		

4.5.3 Prove di compressione uniassiale su conci di pali

Come detto in precedenza durante la fase di realizzazione delle opere, il tratto di palo in corrispondenza dell'estensimetro posto in testa è stato isolato mediante tubo in PVC. Tali conci a valle delle prove di carico verticale effettuate sulle diverse fondazioni sono stati testati in laboratorio.

Sono state eseguite prove di carico uniassiale. In particolare ad ogni step di carico applicato sono state valutate le deformazioni dell'estensimetro, letti i periodi di vibrazioni di essi.

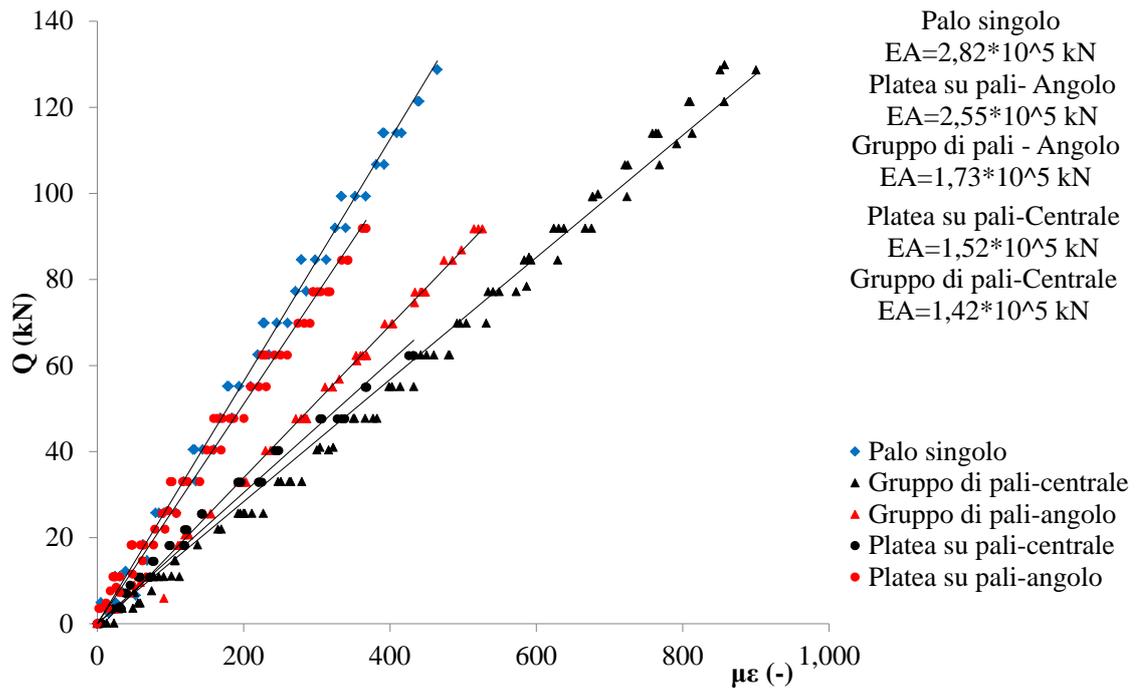


Figura 4.21 - Prove di compressione uniassiale su conci di palo

Da tali prove è stato valutato il prodotto EA per i diversi conci caratterizzati da armatura metallica e boiaccia.

4.6 Definizione della rigidezza assiale dei pali

La rigidezza assiale da attribuire ai diversi pali è riferita ad una sezione omogeneizzata composta da:

- Calcestruzzo: corrispondente alla corona esterna del palo;
- Acciaio: in riferimento all'armatura metallica presente all'interno del palo
- Bioacca: riempimento della tubazione in cui sono stati calati gli estensimetri.

Tabella 4.14 - Caratteristiche geometriche sezione palo

A_{acciaio}	A_{boiaccia}	A_{CLS}	$A_{\text{acciaio}}/A_{\text{totale}}$	$A_{\text{boiaccia}}/A_{\text{totale}}$	$A_{\text{cls}}/A_{\text{totale}}$
(m^2)	(m^2)	(m^2)	(%)	(%)	(%)
8,20E-04	3,73E-03	1,31E-02	4,6	21,1	74,3

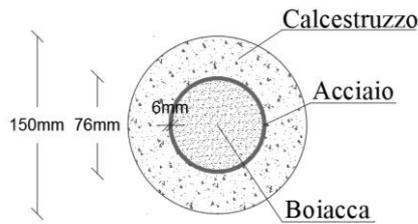


Figura 4.22 - Sezione palo

In particolare, prendendo a riferimento il valore di rigidezza teorico per l'acciaio, si è valutata la variabilità del modulo di rigidezza equivalente da attribuire al palo in funzione delle diverse prove effettuate.

Tabella 4.15 - Modulo di rigidezza della sezione equivalente da prove di compressione uniassiale

E_{acciaio}	$E_{\text{boiaccia,min}}$	$E_{\text{boiaccia,max}}$	$E_{\text{CLS,min}}$	$E_{\text{CLS,max}}$	EA_{min}	EA_{max}	ΔEA
(Gpa)	(Gpa)	(Gpa)	(Gpa)	(Gpa)	(kN)	(kN)	(%)
210	4,6	19,5	1,6	4,0	2,1E+05	3,0E+05	34,3

Tabella 4.16- Modulo di rigidezza della sezione equivalente da prove soniche

E_{acciaio}	$E_{\text{boiaccia,min}}$	$E_{\text{boiaccia,max}}$	$E_{\text{CLS,min}}$	$E_{\text{CLS,max}}$	EA_{min}	EA_{max}	ΔEA
(Gpa)	(Gpa)	(Gpa)	(Gpa)	(Gpa)	(kN)	(kN)	(%)
210	13,4	14,0	12,4	15,1	3,9E+05	4,2E+05	9,1

Tabella 4.17 - Modulo di rigidezza della sezione equivalente da prove su concio di palo

$EA_{\text{conciore,min}}$	$EA_{\text{conciore,max}}$	$EA_{\text{CLS,min}}$	$EA_{\text{CLS,max}}$	EA_{min}	EA_{max}	ΔEA
(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(%)
1,4E+05	2,8E+05	2,1E+04	5,3E+04	1,6E+05	3,3E+05	69,1

Come si può notare la variabilità riscontrata risulta notevolmente elevata, questa fa presupporre un comportamento differente dei pali anche costituenti una stessa opera di fondazione.

Tale aspetto risulterà fondamentale per l'interpretazione delle prove in sito nei successivi capitoli.

CAPITOLO V

LE PROVE DI CARICO STATICHE VERTICALI

5.1 Introduzione

Per indagare il comportamento delle diverse tipologie di opere di fondazione realizzate all'interno del campo sperimentale, su ognuna di esse è stata eseguita una prova di carico verticale spinta fino a rottura.

Nel seguente capitolo verranno descritte le attrezzature utilizzate per l'esecuzione delle prove di carico statiche verticali, la modalità esecutiva con cui esse sono state effettuate e i metodi di acquisizione dei dati.

Verranno mostrati i risultati in termini di curva carico- cedimento medio delle prove ed in particolare i valori di carico e cedimento massimo a cui è stata spinta ogni singola prova.

Verranno effettuate prime considerazioni sul comportamento delle fondazioni eseguite.

5.2 Sistema di applicazione del carico

L'applicazione del carico alle diverse fondazione avviene attraverso un martinetto idraulico di capacità pari a 2500 kN posto all'estradosso della fondazione testata. Esso è messo in carica da olio in pressione e mantenuto costante da regolarizzazione manuale. Il carico applicato viene misurato determinando la pressione nel circuito idraulico mediante un manometro posto in prossimità del martinetto e moltiplicando per l'area del pistone del martinetto. Per quanto possa essere precisa la misura di pressione, il carico risulta affetto dagli attriti tra circuito e pistone del martinetto che producono errori casuali in relazione all'usura del martinetto stesso, alla perfetta centratura del carico, etc. Per tale motivo tra il martinetto e il sistema di contrasto è interposta una cella di carico da 2000 kN che consente una

misura del carico indipendente da tali variabili in gioco. Per evitare interruzioni durante la prova il martinetto è stato scelto tale da avere una corsa almeno pari al 25% del diametro dei pali, valore del cedimento per il quale esso possa considerarsi giunto a rottura.

Nella figura 5.1 e 5.2 sono rappresentate le diverse configurazioni delle attrezzature di prova in funzione delle diverse fondazioni testate. In particolare si nota come il martinetto nel caso di prova su palo singolo è poggiato su una piastra di acciaio di diametro e spessore rispettivamente pari a 250 mm e 10 mm opportunamente saldata alla tubazione di acciaio posta all'interno del palo che funge da armatura; mentre per consentire una migliore ripartizione del carico applicato è stata interposta tra la platea e il martinetto una piastra di acciaio circolare rispettivamente di diametro e spessore pari a 1000 mm e 30mm.

Inoltre per limitare errori nella lettura dei carichi applicati legati alla non centralità del carico, tra martinetto e cella di carico è stato interposto uno snodo che permette il trasferimento solo dello sforzo normale alla cella di carico eliminando eventuali momenti che possono nascere per piccole rotazioni che la non centratura del carico induce alla testa del palo e delle platee.

In questa fase si vuole sottolineare che, pur cercando di limitare errori di eccentricità del carico, essi sono intrinseci di una sperimentazione in sito. Sono state, quindi, misurate le eccentricità del carico riscontrate durante le prove di carico. In tabella 5.1 sono indicati i valori di eccentricità rispetto ad un sistema di riferimento baricentrico per i diversi modelli di fondazione.

Tabella 5.1 – Valore delle eccentricità del carico applicato

Tipo di fondazione	e_x (mm)	e_y (mm)
<i>Palo singolo</i>	-	-
<i>Platea superficiale</i>	-5	-30
<i>Gruppo di pali</i>	-25	-40
<i>Platea su pali</i>	15	15

e_x = eccentricità lungo l'asse x

e_y = eccentricità lungo l'asse y

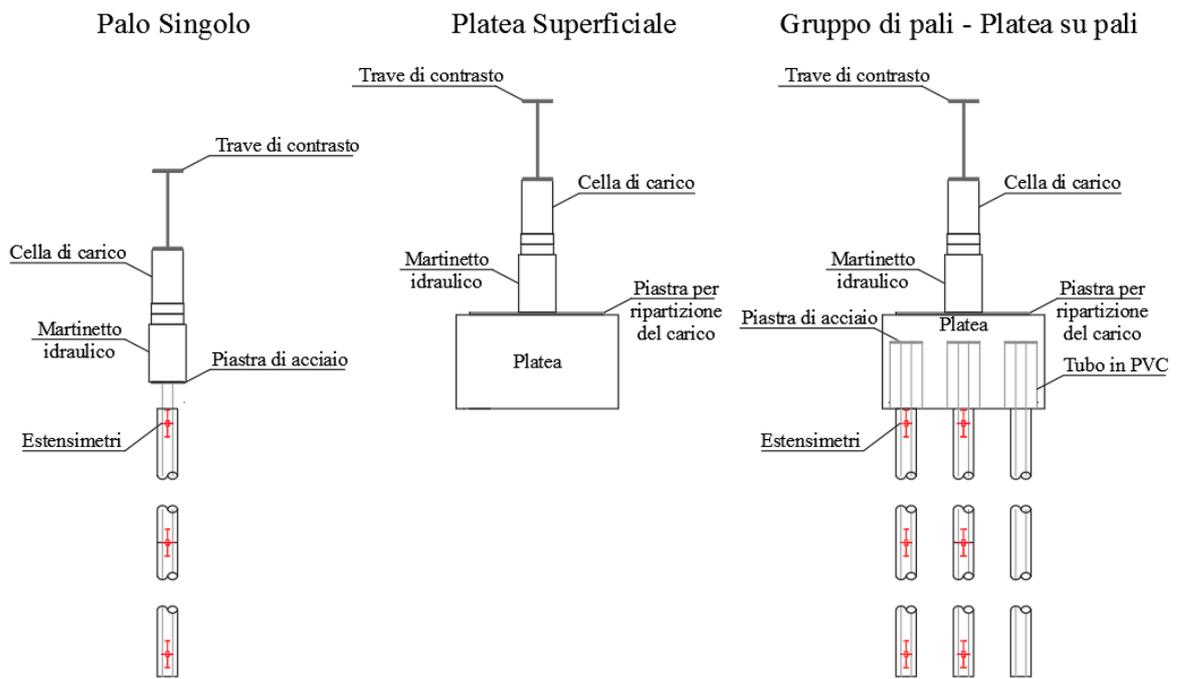


Figura 5.1 – Sistema di applicazione del carico per le diverse fondazioni testate



Figura 5.2 – Sistema di applicazione del carico

5.2.1 Calibrazione cella di carico

La cella di carico utilizzata è di tipo a strain gauge è stata calibrata nel laboratorio di Geotecnica del dipartimento di Ingegneria civile edile e ambientale dell'Università di Napoli "Federico II" (figura 5.3).



Figura 5.3 – Apparecchiatura per calibrazione cella di carico

I carichi applicati alla cella sono letti tramite una centralina manuale che fornisce come valori di output divisioni.

La procedura prevede l'applicazione di carichi noti a mezzo di una cella di carico già precedentemente tarata e la lettura delle divisioni ad ogni step di carico. È possibile così definire il coefficiente di correlazione che lega i dati forniti dalla centralina e i carichi applicati. Tale valore risulta pari a 0.4913 (vedi figura 5.4)

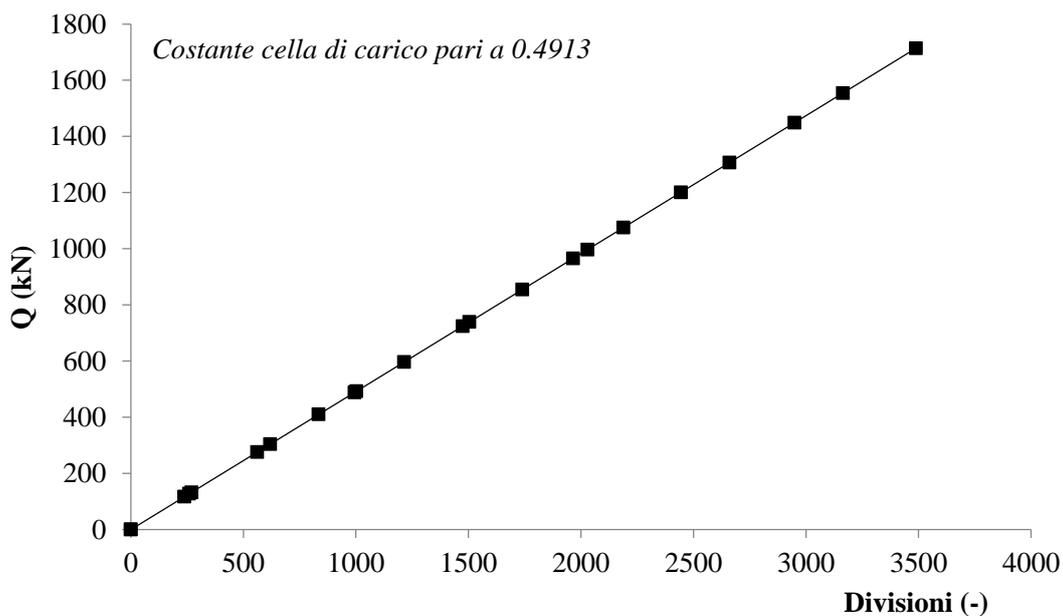


Figura 5.4 – Calibrazione cella di carico da 2000 kN

5.3 Modalità di lettura degli spostamenti

Gli spostamenti sono misurati attraverso livellazione ottica di precisione che garantisce un giusto compromesso tra approssimazione e stabilità delle misure. In particolare è stata utilizzato un livello ottico che permetti di ottenere misure con una precisione pari a 0.01 mm.

Per l'individuazione dei punti di misura sono state utilizzate delle aste graduate. Il numero e la posizione sono funzione delle diverse fondazioni. Per il palo singolo: sono stati monitorati 2 punti posti diametralmente opposti in testa al palo sulla piastra di acciaio su cui è stato poggiato il martinetto; sulle platee sono stati posizionati 4 punti di misura negli angoli di esse. In questo modo è stato possibile risalire alle rotazioni che esse durante la prova subiscono.

Di seguito si riporta la posizione dei punti di misura sulle diverse fondazioni rispetto ad un sistema di riferimento con origine nel baricentro di ciascuna di esse (figura 5.5 e tabella 5.2).

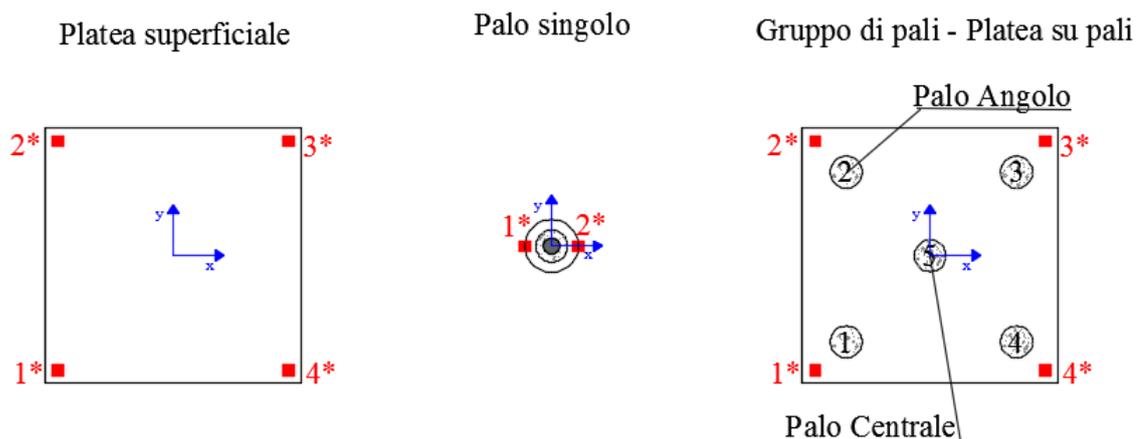


Figura 5.5 – Posizione punti di misura degli spostamenti letti durante le prove di carico

Tabella 5.2 – Coordinate punti di misura degli spostamenti

Punto di misura n°	Palo singolo		Platea superficiale		Gruppo di pali		Platea su pali	
	x (mm)	y (mm)	x (mm)	y (mm)	x (mm)	y (mm)	x (mm)	y (mm)
1*	-125	0	-485	-470	-540	-540	-495	-490
2*	125	0	-505	490	-550	540	-492.5	490
3*	-	-	475	465	550	535	492.5	505
4*	-	-	490	-480	540	-535	495	-505

5.4 Modalità di lettura della risposta estensimetrica

Come detto in precedenza 5 pali all'interno delle opere di fondazione sono stati strumentati con estensimetri a corda vibrante. Essi consentono di determinare per ciascun livello strumentato, le deformazioni subite dal palo e quindi, noto il legame tensioni-deformazioni, la sollecitazione agente sulla sezione. La risposta degli estensimetri è letta attraverso una centralina a più canali con acquisizione automatica che consente una registrazione dei dati secondo un passo temporale prestabilito, così da poter valutare le deformazioni lungo il fusto del palo durante i diversi step di carico della prova. Prima di cominciare la prova di carico si è atteso che si esaurissero i processi di maturazione del calcestruzzo e si è effettuata una lettura di zero subito prima di eseguire la prova.

5.5 Sistema di contrasto

Il sistema di contrasto utilizzata nelle prove di carico prevede l'uso di pali che lavorano a trazione.

I pali sono stati realizzati con la stessa tecnica esecutiva dei pali che costituiscono le fondazioni in esame, quindi con diametro pari 150 mm e tubazione metallica con diametro nominale e spessore pari rispettivamente a 76 mm e 6 mm. La lunghezza, invece risulta essere pari a 12 m. In funzione del massimo carico di prova previsto sono stati utilizzati 2 schemi differenti: utilizzando 2 pali o 4 pali.

I pali a trazione sono stati posti ad una distanza tra loro pari a 4 m a formare un corridoio all'interno del quale vi sono le fondazioni da testare, tale distanza risulta sempre maggiore di 4 volte il diametro dei pali così da poter trascurare l'interazione che il sistema di contrasto esercita sulla risposta delle fondazioni durante le prove.

In figura 5.6 è descritta la posizione dei pali a trazione in relazione alle fondazioni da testare.

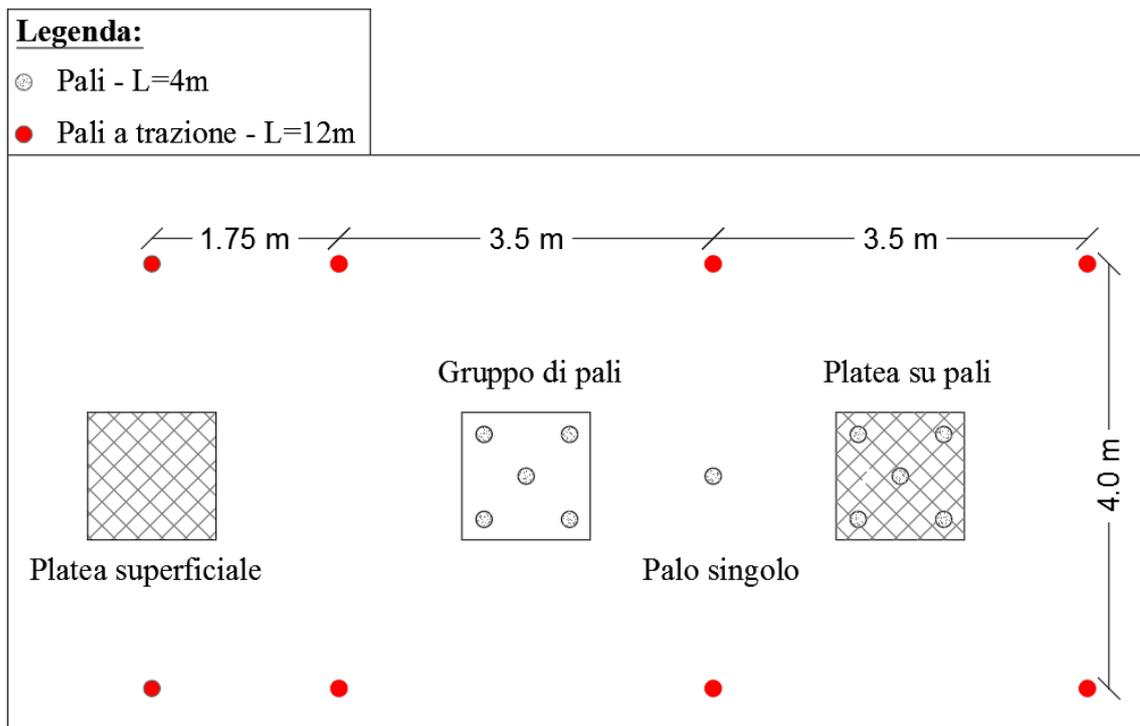


Figura 5.6 – Posizione pali a trazione

Per trasferire il carico applicato ai pali a trazione sono state utilizzate travi in acciaio. Il sistema di ancoraggio prevede fazzoletti opportunamente saldati alla tubazione di acciaio dei pali a trazione messi in collegamento con le travi tramite barre Dywidag.

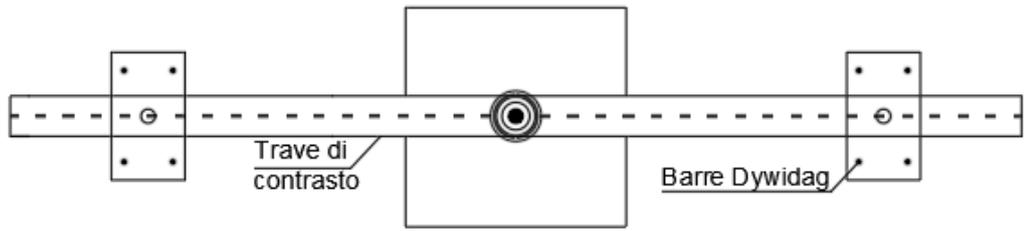
In funzione del massimo carico di prova previsto sono stati utilizzati 2 schemi differenti:

- Palo singolo e platea superficiale: il contrasto avviene tramite 2 pali;
- Gruppo di pali e platea su pali: si ha la necessità di utilizzare 4 pali attraverso una predisposizione delle travi in diagonale.

Lo schema del sistema di contrasto è mostrato in figura 5.7 e 5.8.

Nelle figure 5.9, 5.10 e 5.11 sono riportate le configurazioni di prova rispettivamente di Palo singolo, Platea superficiale, Gruppo di pali e Platea su pali.

Palo singolo - Platea superficiale



Gruppo di pali - Platea su pali

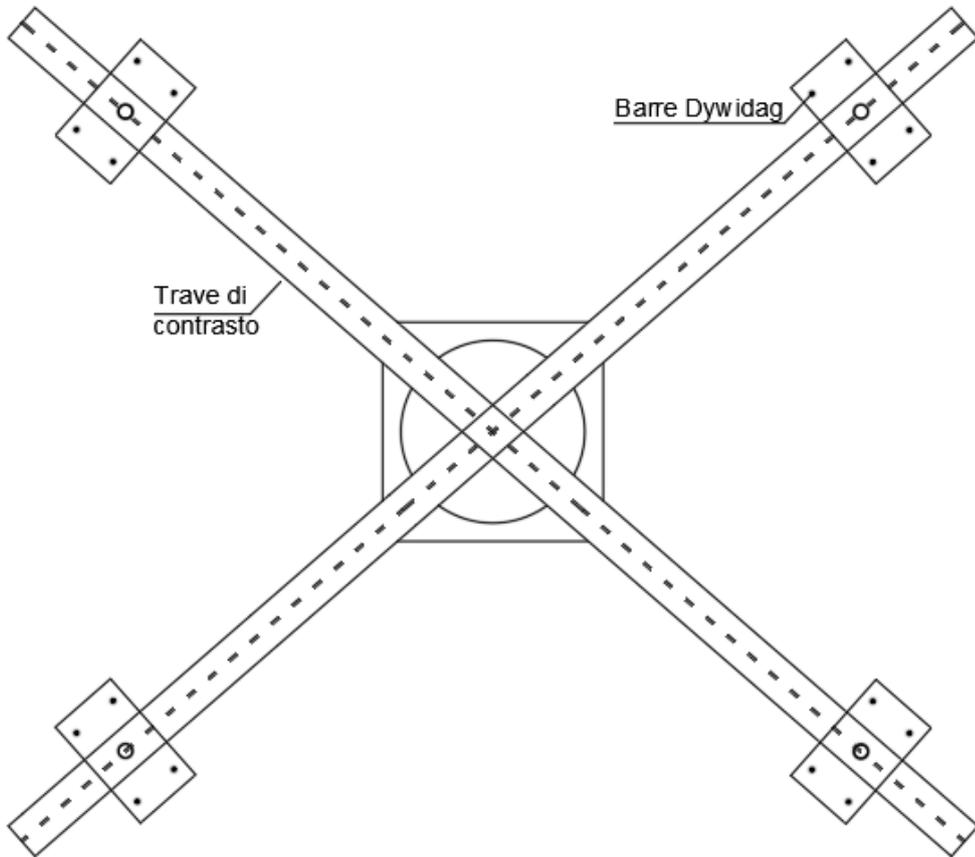


Figura 5.7 – Schema configurazione di contrasto

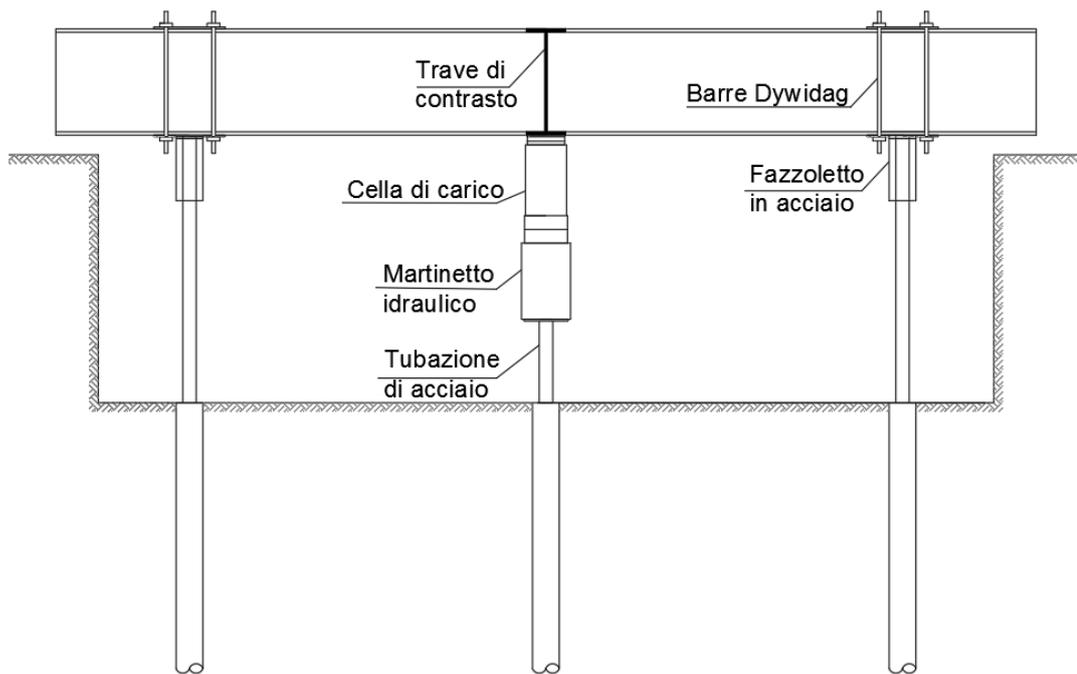


Figura 5.8 – Sezione schematica del sistema di contrasto



Figura 5.9 - Configurazione di prova – Palo singolo



Figura 5.10 - Configurazione di prova – Platea superficiale



Figura 5.11 - Configurazione di prova – Gruppo di pali e Platea su pali

5.6 Modalità di prova

Il carico è applicato per step fino al carico di rottura, ed ognuno è mantenuto costante per un certo intervallo di tempo in cui vengono letti gli spostamenti dei punti di controllo e i periodi di vibrazione degli estensimetri. La durata di ciascun incremento è stata fissata con il criterio di attendere l'esaurimento del cedimento, ma comunque non superiore ad un'ora; esso si considera esaurito quando l'incremento di cedimenti in 20' non supera 0.01mm.

Le misure di cedimento sono state eseguite secondo una determinata serie temporale a partire dall'applicazione del carico: 2',5',10',20',30',40',50'.

5.7 Risultati prove di carico

Le prove di carico hanno permesso di ottenere la curva carico-cedimento per le diverse fondazioni esaminate.

In figura 5.12 sono riportati i risultati in termini di carico totale (Q) – cedimento medio (w) ottenuti dalla prova di carico su Palo singolo.

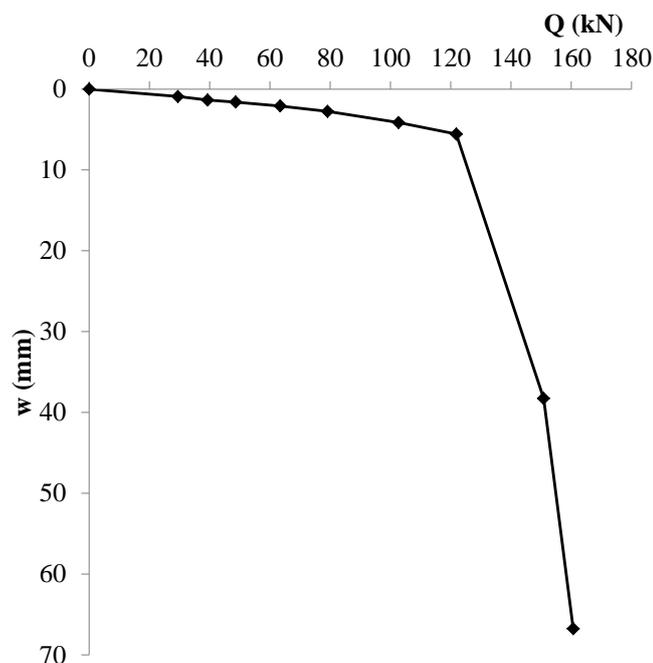


Figura 5.12 – Curva Carico-Cedimento - Palo Singolo

I valori di carico e cedimento massimo raggiunti durante la prova sono riportati in tabella 5.3.

Tabella 5.3 – Valori massimi di carico e spostamento- Prova di carico su Palo Singolo

<i>Fondazione</i>	Q_{max} (kN)	W_{max} (kN)
Palo Singolo	160.7	66.8

In figura 5.13 sono riportati i risultati in termini di carico (Q) – cedimento (w) ottenuti dalla prova di carico eseguita sulla Platea superficiale, in particolare si riportano le curve lette per i 4 punti di misura (vedi figura 4.5) e la curva interpolante media.

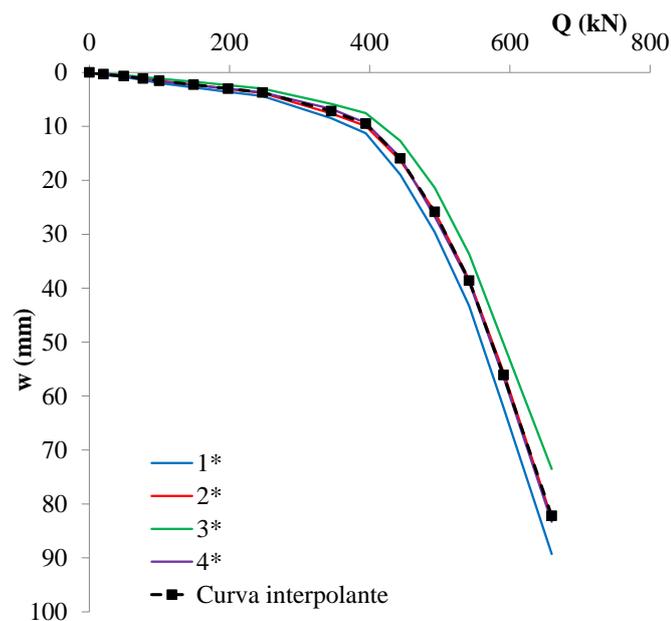


Figura 5.13 – Curva Carico-Cedimento - Platea Superficiale

I valori di carico e cedimento medio massimo raggiunti durante la prova sono riportati in tabella 5.4.

Tabella 5.4 – Valori massimi di carico e spostamento medio- Prova di carico su Platea Superficiale

<i>Fondazione</i>	Q_{max} (kN)	w_{max} (kN)
Platea superficiale	659.8	82.2

In figura 5.14 sono riportati i risultati in termini di carico (Q) – cedimento (w) ottenuti dalla prova di carico eseguita sul Gruppo di pali, in particolare si riportano le curve lette per i 4 punti di misura (vedi figura 5.5) e la curva interpolante media.

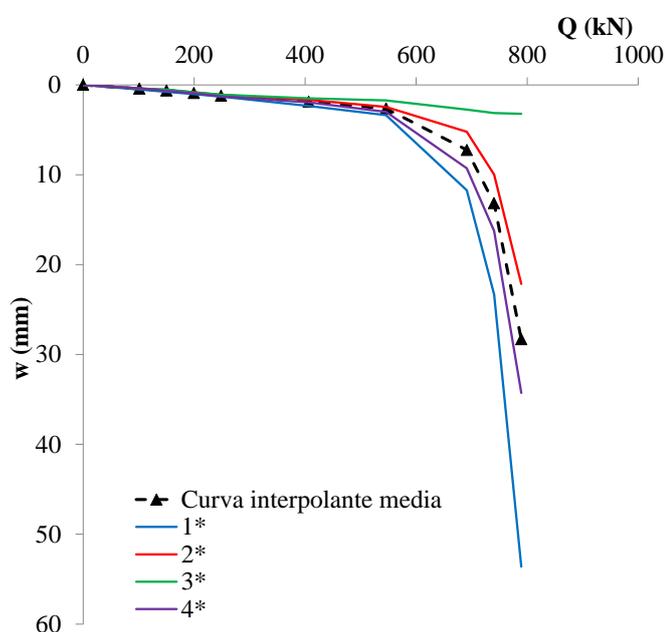


Figura 5.14 – Curva Carico-Cedimento - Gruppo di pali

I valori di carico e cedimento medio massimo raggiunti durante la prova sono riportati in tabella 5.5.

Tabella 5.5 – Valori massimi di carico e spostamento- Prova di carico su Gruppo di pali

<i>Fondazione</i>	Q_{max} (kN)	w_{max} (kN)
Gruppo di pali	789.5	28.3

In figura 5.15 sono riportati i risultati in termini di carico (Q) – cedimento (w) ottenuti dalla prova di carico eseguita sul Gruppo di pali, in particolare si riportano le curve lette per i 4 punti di misura (vedi figura 5.5) e la curva interpolante media.

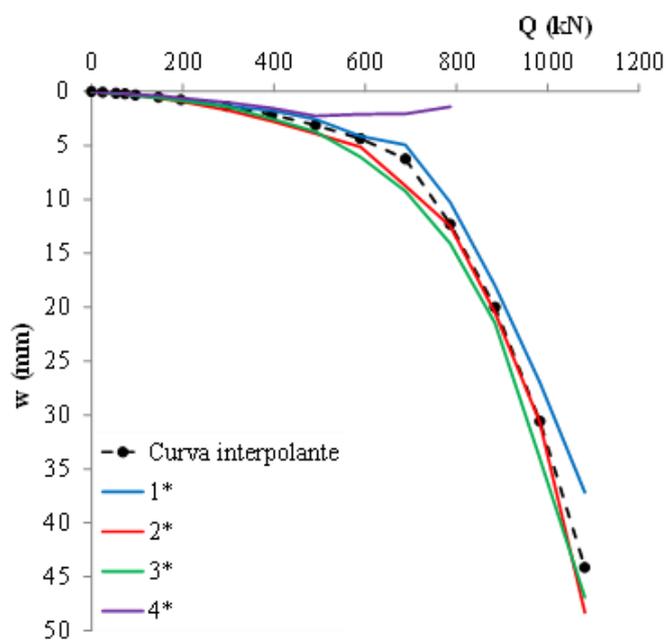


Figura 5.15 – Curva Carico-Cedimento - Platea su pali

I valori di carico e cedimento medio massimo raggiunti durante la prova sono riportati in tabella 5.6.

Tabella 5.6 – Valori massimi di carico e spostamento- Prova di carico su Platea su pali

<i>Fondazione</i>	Q_{max} (kN)	w_{max} (kN)
Platea su pali	1081.4	44.1

Si vuole sottolineare che durante la prova di carico, in corrispondenza di un carico pari a 688.3 kN, si verifica la fessurazione della struttura di collegamento in corrispondenza del punto di misura 4*. Per tale motivo a partire da tale livello di carico la curva carico – cedimento media sarà valutata escludendo i valori di cedimento letti in corrispondenza di 4*.

Nota la posizione dei pali e letti i cedimenti ai 4 vertici della struttura di collegamento, per il gruppo di pali e la platea su pali è stato possibile risalire alla curva carico totale-cedimento in testa ad ogni singolo pali.

Di seguito riportano tali curve in riferimento al gruppo di pali (figura 5.16a) e alla platea su pali (figura 5.16b). In questa fase si vuole focalizzare l'attenzione su tali andamenti che, come descritto nei capitoli successivi (capitolo 6 e 7), saranno indispensabili per l'analisi dei risultati per i due modelli di fondazione.

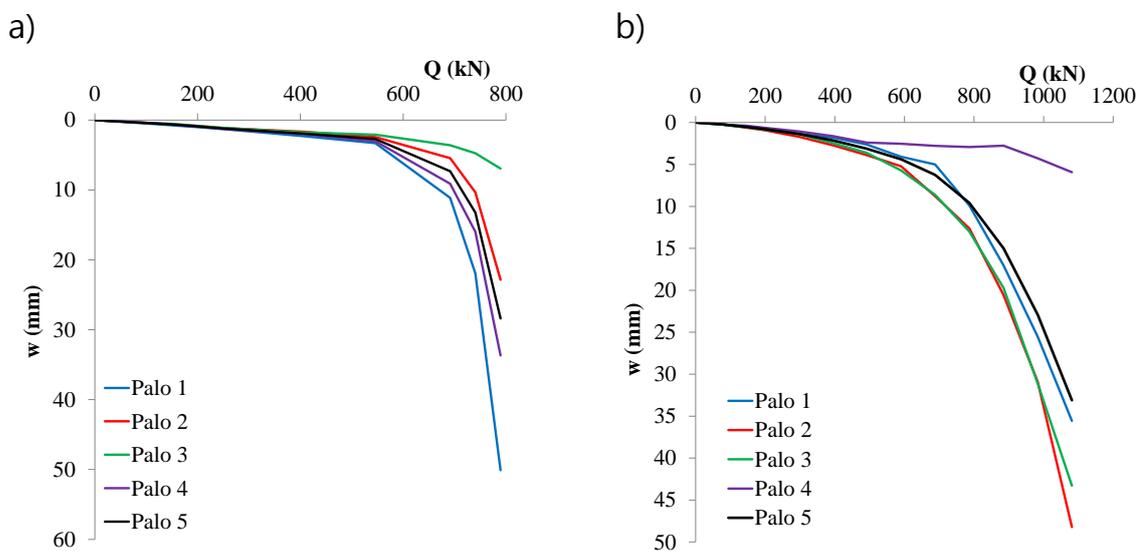


Figura 5.16 – Curva Carico totale-Cedimento pali – a) Gruppo di pali; b) Platea su pali

Come già detto precedentemente gli estensimetri posti lungo il fusto dei pali consentono di determinare il trasferimento del carico applicato in testa ai pali con la profondità e quindi poter valutare separatamente i contributi di resistenza laterale S e alla punta P di ogni palo strumentato.

I valori di deformazione misurati dagli estensimetri sono riportati in tabella 5.8, 5.9 e 5.10 rispettivamente per palo singolo, gruppo di pali e platea su pali.

Tabella 5.8 – Valori di deformazioni misurate dagli estensimetri – Palo singolo

<i>Palo Singolo</i>			
Carico Q (kN)	Deformazioni $\mu\epsilon$ (-)		
	Testa	Centro	Punta
0.0	0.0	0.0	0.0
39.3	182.5	47.5	5.2
48.6	211.0	58.0	6.0
63.4	257.9	76.0	8.6
79.1	302.0	94.8	11.2
102.7	386.9	121.5	20.0
121.8	436.9	158.5	30.5
150.8	325.5	231.5	79.6
160.8	321.3	247.3	88.5

Tabella 5.9 – Valori di deformazioni misurate dagli estensimetri – Gruppo di Pali

<i>Gruppo di pali</i>						
Carico Q (kN)	<i>Palo Centrale</i>			<i>Palo Angolo</i>		
	Testa	Centro	Punta	Testa	Centro	Punta
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
101.2	70.6	31.0	4.2	89.6	28.7	5.8
150.3	104.2	44.5	6.0	124.3	40.7	5.8
199.5	140.9	58.2	7.2	159.0	53.6	5.8
248.6	181.0	74.5	8.8	203.5	71.5	5.8
406.3	214.4	116.7	23.3	399.1	109.8	11.9
545.8	281.0	163.9	45.1	413.3	115.3	21.2
691.3	291.9	207.3	102.4	644.0	199.5	49.9
740.4	229.2	218.6	131.2	719.9	420.5	110.2
789.5	248.4	226.9	200.7	840.2	470.8	319.6

Tabella 5.10 – Valori di deformazioni misurate dagli estensimetri – Platea su pali

<i>Platea su pali</i>						
Carico Q (kN)	<i>Palo Centrale</i>			<i>Palo Angolo</i>		
	Deformazioni			Deformazioni		
	Testa	Centro	Punta	Testa	Centro	Punta
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
24.6	12.0	4.0	1.2	14.2	6.3	1.3
53.6	28.3	10.6	2.1	33.6	12.2	2.0
73.7	36.9	13.6	2.9	50.5	17.0	4.6
96.3	46.5	17.9	4.4	74.7	21.4	4.6
146.9	72.9	27.5	5.6	137.8	32.4	8.5
196.0	100.5	36.6	7.0	198.5	42.2	8.5
296.7	158.6	55.0	9.9	376.1	66.5	15.1
395.5	219.9	72.8	12.6	588.1	90.8	23.5
491.3	300.2	89.9	19.2	796.6	112.9	37.1
590.1	482.1	107.2	29.0	1008.3	129.7	51.9
688.3	876.9	124.3	0.0	1301.9	155.5	90.7
786.6	1208.9	141.1	55.6	1680.6	172.7	138.6
884.8	1354.1	157.6	68.7	1811.2	190.1	200.4
983.1	1567.0	174.0	86.1	2037.1	214.8	287.3
1081.4	1671.6	190.2	106.7	2146.4	243.1	403.0

5.8 Interpretazione dei risultati con metodi semplificati

A partire dai risultati delle prove di carico verticali è stato valutato il carico limite delle fondazioni in relazione a due valori di cedimento che nella pratica comune si ritiene essere sufficienti al raggiungimento della rottura: il 10% e 25% del diametro del palo (tabella 5.11).

Tabella 5.11 – Valori carico limite al variare del cedimento per le diverse fondazioni

Fondazione	w/d (%)	Q (kN)
Palo singolo		130.2
Platea superficiale	10	436.6
Gruppo di pali		746.2
Platea su pali		821.0
Palo singolo		150.1
Platea superficiale	25	537.7
Gruppo di pali		796.2
Platea su pali		1033.6

Si fa notare che per il gruppo di pali, il carico limite in corrispondenza del cedimento pari al 25% del diametro dei pali è stato ottenuto per estrapolazione della curva carico – cedimento essendo la prova spinta ad un valore del cedimento pari a 0.2d.

In figura 5.16 sono riportate le curve carico-cedimento adimensionalizzato rispetto al diametro del palo di tutte le fondazioni esaminate.

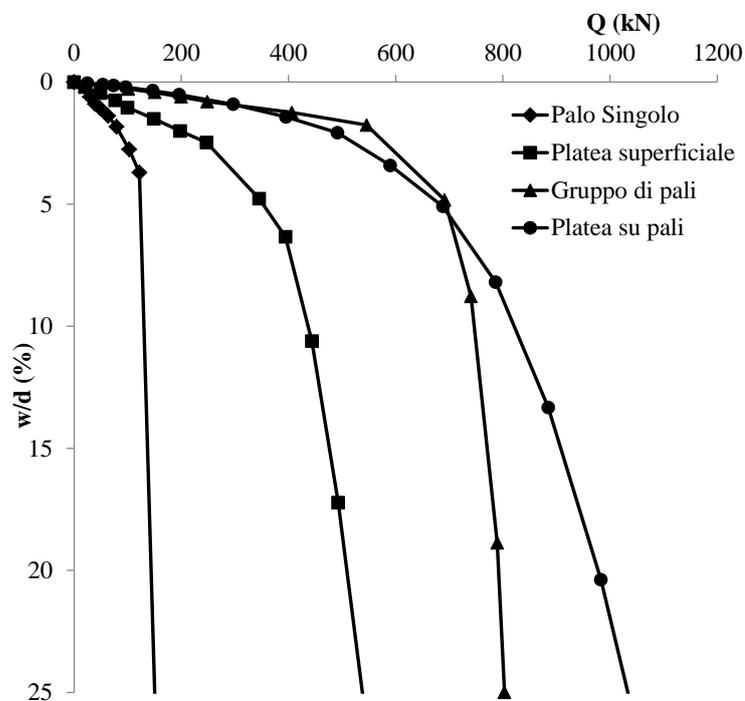


Figura 5.16 – Curve Q - w/d delle fondazioni esaminate

Inoltre in figura 5.17 è mostrata la variazione di rigidezza $k=Q/w$ al variare dei cedimenti per le diverse opere di fondazione. Si nota come la rigidezza della platea su pali risulta molto simile a quella del gruppo di pali, ad indicare come la presenza della platea non gioca un ruolo fondamentale nella rigidezza della fondazione mista (Cooke (1986)).

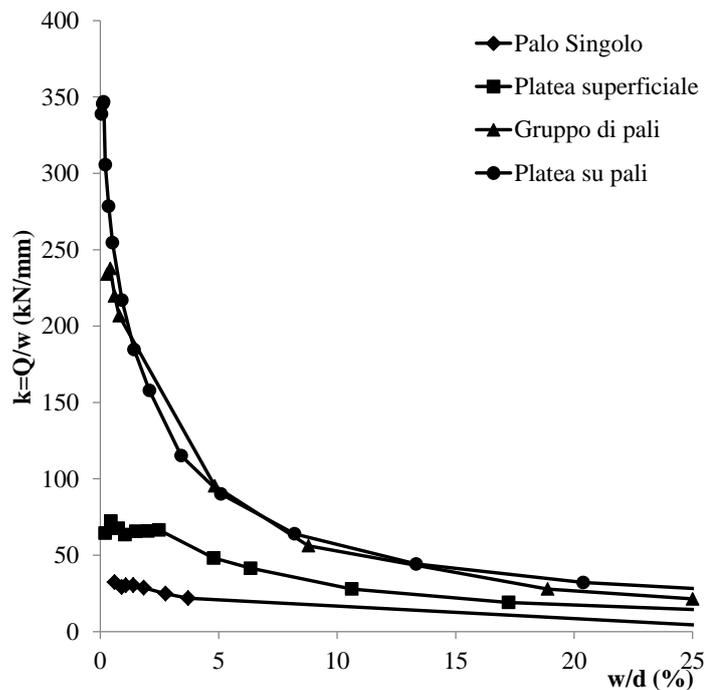


Figura 5.17 – Rigidezza k delle opere di fondazione al variare del cedimento

La capacità portante di un gruppo di pali Q_G è generalmente espressa a partire dalla capacità portante del palo singolo Q_{SP} attraverso la relazione:

$$Q_G = \eta \cdot n \cdot Q_{SP} \quad (5.1)$$

Con:

n : numero di pali;

η : coefficiente di "efficienza" del gruppo, funzione della tipologia di terreno (Kezdi 1957).

Dati i risultati delle prove di carico verticale è stato valutato tale coefficiente per due livelli di cedimento, $0.1d$ e $0.25d$ (vedi tabella 5.12). Il coefficiente di "efficienza" risulta maggiore per livelli di cedimenti minori, ma comunque vicino all'unità, ad indicare che per livelli di carico prossimi alla rottura, dato

l'interasse tra i pali pari a $0.4d$, l'interazione tra i pali risulta praticamente assente.

Tabella 5.12– Coefficiente di "efficienza" del gruppo di pali

w/d (%)	η (-)
10	1.15
25	1.06

Il cedimento di un palo all'interno del gruppo, e quindi un cedimento medio del gruppo è sempre maggiore di quello del palo singolo soggetto ad un carico medio per palo nel gruppo. Ciò è dovuto all'interazione tra i pali e con il terreno circostante. Il cedimento medio w_G di un gruppo di n pali può essere espresso a partire dal cedimento di un palo singolo soggetto ad un carico medio per palo attraverso la relazione:

$$w_G = R_S w_{SP} = n R_G w_{SP} \quad (5.2)$$

Dove:

w_{SP} : cedimento del palo singolo soggetto ad un carico pari a Q_G/n del gruppo;

Q_G : carico applicato al gruppo di pali;

$R_S = n R_G$: fattore di amplificazione originariamente introdotto da Skempton et al. (1953) che quantifica gli effetti di interazione tra i pali, è dimostrato che $1 < R_S < n$ e quindi $1/n < R_G < 1$.

Mandolini et al. (2005) propongono, su base empirica, espressioni di R_S che permettono di ottenere una stima del cedimento massimo e medio di una fondazione su pali:

$$R_{S,max} = \frac{w_{max}}{w_{SP}} = \frac{0.5}{R} \left(1 + \frac{1}{3R} \right) n \quad (5.3)$$

$$R_S = 0.29 n R^{-1.35} \quad (5.4)$$

Dove:

$R = (ns/l)^{0.5}$, fattore introdotto da Randolph e Clancy (1993).

I cedimenti del gruppo sono stati valutati e confrontati con quelli sperimentali per valori del cedimento del palo singolo pari a:

- $w_{SP}=0.037d$, corrispondente alla mobilitazione della resistenza laterale del palo singolo (si rimanda a §6.2.2 per la sua valutazione);
- $w_{SP}=0.1d$;
- $w_{SP}=0.25d$.

In tabella 5.13 si riporta il confronto tra i valori di w_G così valutati e quelli ottenuti sperimentalmente dalla prova di carico. Si nota come i valori del cedimento medio calcolati empiricamente sono maggiori di quelli ottenuti sperimentalmente, risultato che indica una maggiore rigidità dei pali all'interno del gruppo. Tale aspetto, dovuto alla tecnologia esecutiva, verrà indagato in § 6.5, dove saranno valutate le rigidità dei singoli pali appartenenti alle diverse fondazioni, tali da giustificare i risultati ottenuti.

Tabella 5.13– Confronto cedimenti del gruppo di pali calcolato e sperimentale

w/d (%)	w_{SP} (mm)	R (-)	R_s (-)	$R_{s,max}$ (-)	w_G (mm)	$w_{G,max}$ (mm)	$w_{G,sperimentale}$ (mm)
3.7	6				6.5	22.2	4.7
10	15	0.9	1.8	4.0	17.6	60.0	6.0
25	38				44.0	149.9	16.3

Per quantificare il contributo della platea sul valore del carico limite Mandolini e de Sanctis (2006) introducono I parametri (§2.3.3):

$$\beta_{PP} = \frac{Q_{PP}}{Q_G} \quad (5.5)$$

$$\xi_{PP} = \frac{Q_{PP}}{Q_P + Q_G} \quad (5.6)$$

Secondo gli autori il parametro β_{PP} è sempre maggiore all'unità e cresce all'aumentare del cedimento, mentre il coefficiente ξ_{PP} risulta compreso tra 0.8 e 1 mostrando come la capacità portante della platea su pali è almeno pari all' 80% della somma tra la capacità portante della platea e quella del gruppo di pali valutate separatamente.

In tabella 4.14 sono riportati i valori di β_{PP} e ξ_{PP} per il caso di platea su pali analizzata in corrispondenza di cedimenti pari a 0.1d e 0.25d. Il risultato è in accordo con quanto previsto dagli autori, il contributo della platea incrementa il carico limite del gruppo di pali del 10% in corrispondenza di un cedimento pari a 0.1d fino al 30% in corrispondenza di $w=0.25d$. Si nota però come il carico limite della platea su pali per $w=0.1d$ è pari al 70% della somma del carico limite delle fondazioni che la compongono prese singolarmente. È possibile giustificare tale risultato se si considera che nel caso in esame un cedimento pari a 0.1d corrisponde a 1.25%B, valore per cui non si è ancora raggiunto il carico limite della fondazione mista.

Tabella 5.14– Contributo della platea al carico limite

w/d (%)	β_{PP} (-)	ξ_{PP} (-)
10	1.1	0.7
25	1.3	0.8

5.8.1 Interpretazione dei risultati con il metodo PDR

Così come descritto nel paragrafo 2.3.1, una prima analisi del comportamento della platea su pali può essere effettuata utilizzando un metodo semplificato proposto da Poulos (2000) derivante dalla combinazione dei metodi originariamente proposti da Poulos & Davis (1980) e da Randolph (1994) e pertanto denominato PDR dalle iniziali dei tre Autori citati.

Il metodo si basa sulle seguenti ipotesi:

- Pali e platea assumono un comportamento elastico lineare fino alla rottura;
- La platea è soggetta ad un carico verticale e centrato ed è infinitamente rigida così da poter considerare il cedimento verticale ed uniforme.

Per tali ipotesi, in principio, il metodo può essere usato per le platee di piccole dimensioni ($L/l < 1$) in cui i cedimenti differenziali non rappresentano il problema principale (Russo e Viggiani, 1998).

La curva carico Q – cedimento w è di tipo tri-lineare e per la sua definizione è necessario conoscere:

- Rigidezza K_G e carico limite Q_G del gruppo di pali,
- Rigidezza K_P e carico limite Q_P della platea semplice.

Nel caso in esame, dai risultati delle prove di carico sperimentali, tali dati risultano noti (Tabella 5.15) e quindi possibile interpretare il comportamento della platea su pali secondo le formulazioni proposte dagli autori (vedi §2.3.1).

In figura 5.18 sono confrontate le curve carico-cedimento relative alla platea su pali sperimentale e quella valutata tramite il metodo PDR. Si nota come il risultato teorico è in buon accordo con i risultati sperimentali a bassi livelli di carico e quindi in relazione alle rigidità del sistema, ma sovrastima il valore del carico limite della fondazione mista.

Tabella 5.15– Parametri per l'interpretazione della curva $Q-w$ della platea su pali con il Metodo PDR

Q_P	K_P	Q_G	K_G	X	K_{PP}	Q_{PP}	w_A	w_B
(kN)	(kN/mm)	(kN)	(kN/mm)	(-)	(kN/mm)	(kN)	(mm)	(mm)
537.6	65.8	814.6	238.1	1.013	241.3	1352.2	3.4	11.5

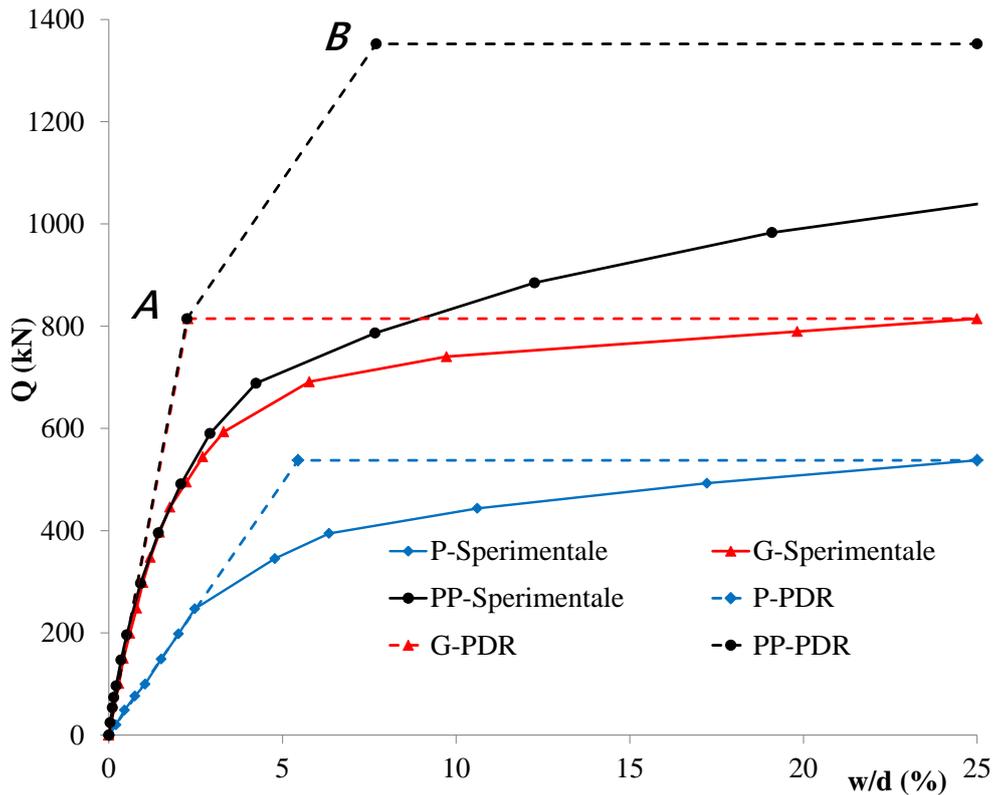


Figura 5.18– Confronto curve $Q-w$ sperimentali e teoriche valutate con il metodo PDR

Una modifica alla valutazione del carico limite fu proposta da de Sanctis e Mandolini (2006) (§2.3.3). Essi affermano che mentre il gruppo di pali contribuisce alla resistenza della fondazione mista con l'intero valore di carico limite Q_G , il contributo della platea Q_P è ridotto attraverso un coefficiente α_P funzione di fattore puramente geometrici, quali l'area dei pali occupata al di sotto della platea, diametro e interasse dei pali e l'area stessa della platea, *Filling Factor*:

$$FF = (A_G/A)/(s/d) \quad (5.7)$$

$$Q_{PP} = Q_G + (1 - 3(A_G/A)/(s/d))Q_P \quad (5.8)$$

Con:

$$A_G = (\sqrt{n} - 1)s^2$$

Se si fa riferimento a tale formulazione per il calcolo del carico limite della platea su pali si nota che i risultati sono in buon accordo con quelli sperimentali (tabella 5.16, figura 5.19).

In figura 5.20 è mostrato il grafico che lega il *Filling Factor* con il coefficiente di riduzione del carico limite della platea semplice α_p ottenuto dagli autori da analisi parametriche di platee su pali in terreni argillosi; si nota come anche nel caso in esame in cui i terreni sono di tipo sabbioso, il metodo è in grado di fornire un buon accordo con i risultati sperimentali.

Tabella 5.16– Valore di Q_{PP} valutato secondo de Sanctis e Mandolini (2006)

FF	α_{p-FF}	Q_{PP-FF}	α_{p-S}	Q_{PP-S}	ΔQ_{PP}
(-)	(-)	(kN)	(-)	(kN)	(%)
0.16	0.52	1095.5	0.42	1033.6	6

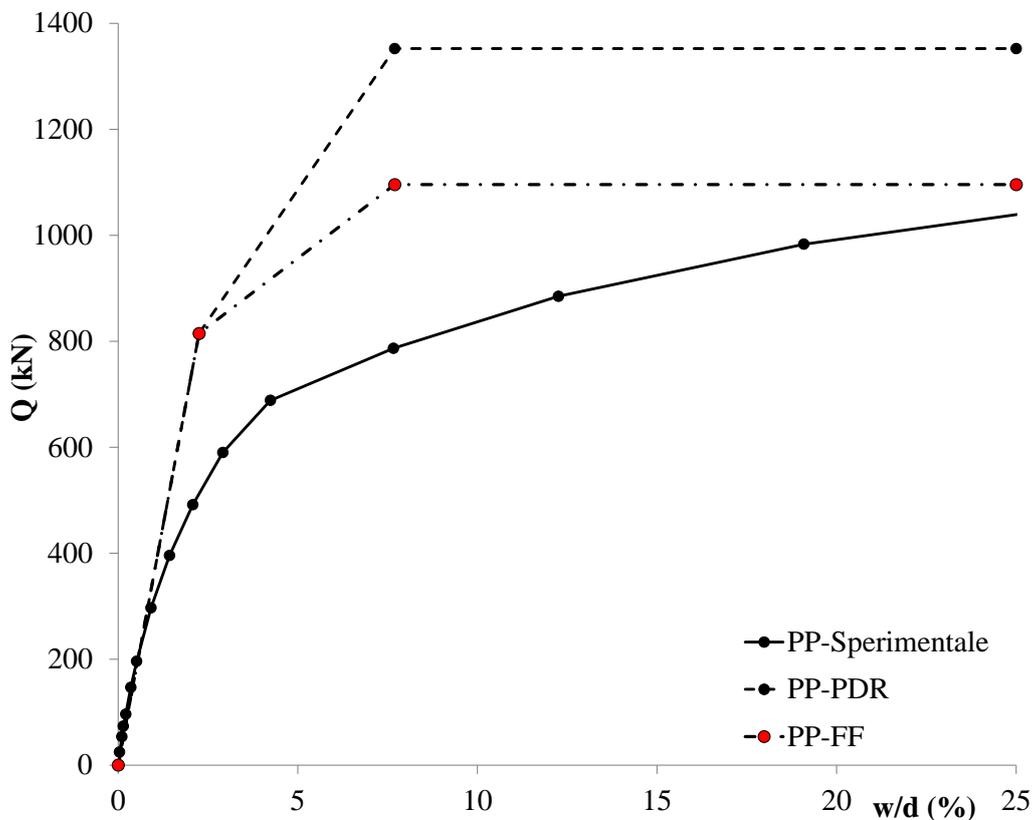


Figura 5.19– Confronto curve $Q-w$ sperimentali, valutate con il metodo PDR e interpretate secondo de Sanctis e Mandolini (2006).

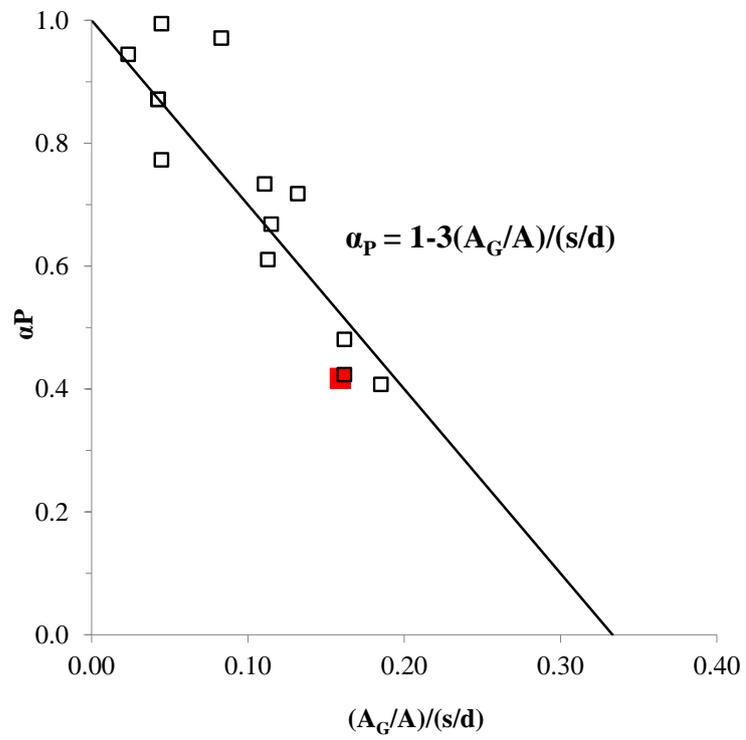


Figura 5.20– Relazione tra α_P e $(A_G/A)/(s/d)$ suggerita da Sanctis e Mandolini (2006).

CAPITOLO VI

INTERPRETAZIONE DEI DATI SPERIMENTALI

6.1 Introduzione

In questo capitolo saranno analizzati i comportamenti delle opere di fondazione sotto carichi verticali descritte nei capitoli precedenti. In particolare attraverso i dati ottenuti dagli estensimetri posti all'interno di alcuni dei pali costituenti le opere, sarà possibile ottenere la distribuzione di carico applicato; il carico verrà valutato su ogni singolo elemento che compone la fondazione: pali e platea, ed inoltre sarà possibile individuare l'aliquota di resistenza laterale e alla punta che i pali sviluppano durante l'applicazione del carico.

6.2 Palo singolo

Nel capitolo 5 è stata descritta la posizione degli estensimetri all'interno del palo singolo e sono state elencate le deformazioni ($\mu\epsilon$) valutate in corrispondenza di ogni estensimetro per ogni livello di carico applicato durante la prova (tabella 5.8). A partire da tali dati è stato valutato il modulo di rigidezza EA del palo singolo ed è stato possibile individuare separatamente la resistenza laterale e alla punta.

6.2.1 Valutazione modulo di rigidezza del palo

Per la valutazione di come il carico applicato in testa ad un palo (Q) si distribuisce lungo il fusto, note le deformazioni calcolate a partire dalle letture estensimetriche ($\mu\epsilon$), è necessario valutare il modulo di rigidezza EA da assegnare al palo:

$$Q_i = EA * \varepsilon_i \quad (6.1)$$

In particolare tale valutazione è effettuata facendo riferimento al primo estensimetro posto in testa al palo, dove risulta noto sia il carico applicato, letto dalla cella di carico e sia le deformazioni. Di seguito si riportano le coppie di punti Q- $\mu\varepsilon$ per gli step di carico applicati; la pendenza della retta interpolante i punti rappresenta il modulo EA del palo (figura 5.1).

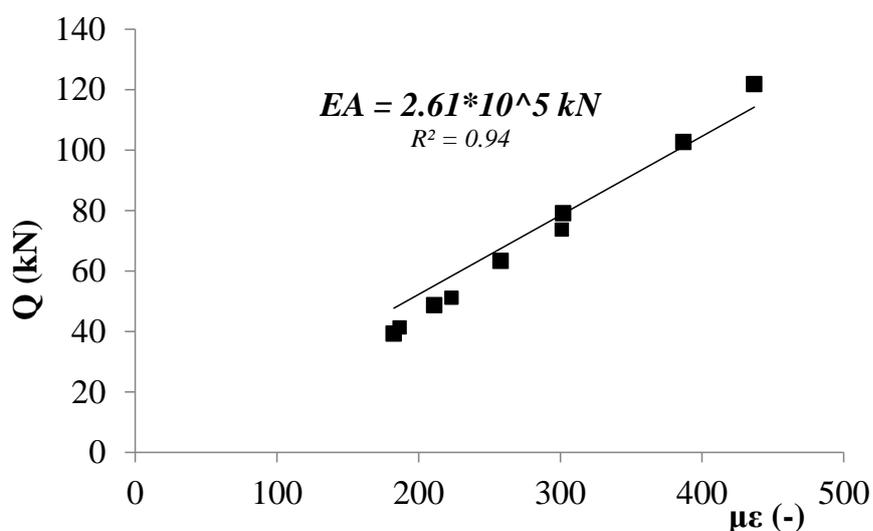


Figura 6.1 – Valutazione del modulo EA del palo singolo dai risultati della prova di carico

Confrontando il modulo EA con i valori ottenuti dalle diverse prove sui materiali (riassunti in tabella 6.1), si osserva come esso risulta congruente con quelli ottenuti in laboratorio, fatta eccezione per le prove soniche che presentano un valore più alto, dovuto probabilmente al fatto che esse forniscono valori di rigidezze a piccole deformazioni.

Tabella 6.1 – Moduli EA ottenuti da prove in laboratorio

Prove	EA_{min}	EA_{max}
	(kN)	(kN)
Compressione uniassiale	2.1E+05	3.0E+05
Soniche	3.9E+05	4.2E+05
Concio di palo	1.6E+05	3.3E+05

6.2.2 Interpretazione dei dati estensimetrici

Definito il modulo EA del palo, attraverso i dati ottenuti dagli estensimetri durante la prova di carico è possibile valutare la distribuzione di sforzo normale lungo il fusto del palo utilizzando l'espressione (6.1). La figura 6.2 mostra l'andamento di N con la profondità z al variare del carico applicato.

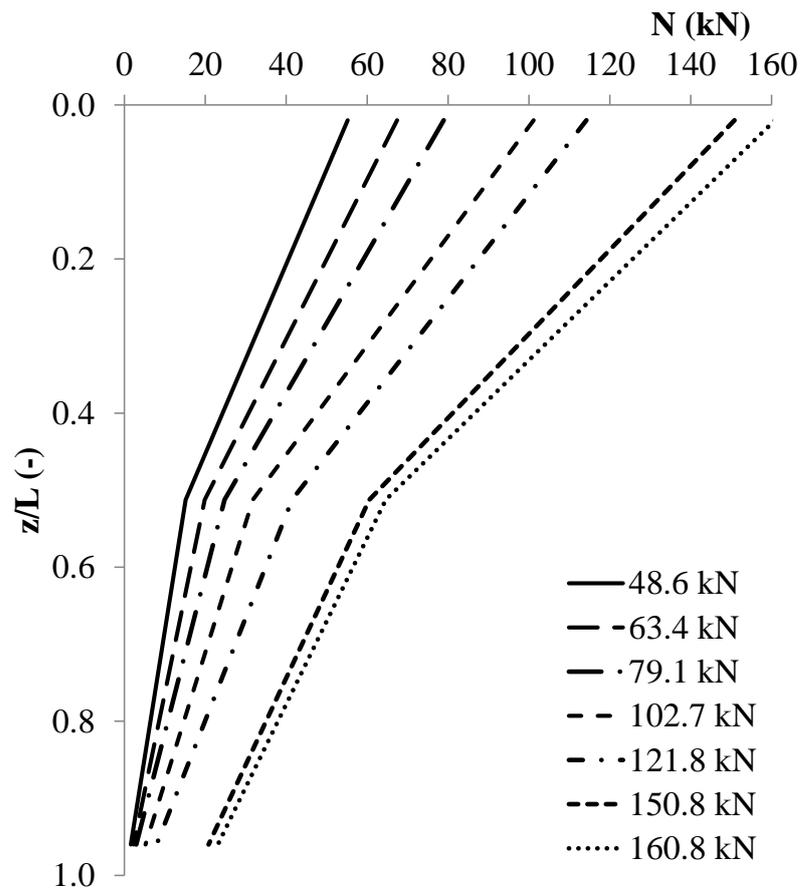


Figura 6.2 – Sforzo normale lungo il fusto del palo al variare del livello di carico applicato.

Così come già descritto nel capitolo 4, il palo si può considerare suddiviso in due conci, così come rappresentato in figura 6.3

- *Concio 1*: superiore;
- *Concio 2*: inferiore.

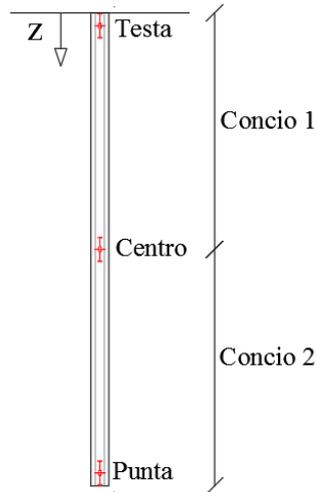


Figura 6.3 – Suddivisione del palo in conci

A partire dai valori di sforzo normale N precedentemente ottenuti, si calcola la tensione tangenziale media agente sulla superficie laterale dei due conci:

$$\tau_i = \frac{\Delta N_i}{\pi d L_i} \quad (6.2)$$

Con:

τ_i = tensione tangenziale media agente lungo il concio i -esimo;

ΔN_i = variazione di sforzo normale calcolato tra l'estensimetro superiore e inferiore del concio i -esimo;

d = diametro del palo;

L_i = lunghezza del concio i -esimo.

È possibile quindi descrivere come essa si evolve durante la prova di carico in funzione del cedimento adimensionalizzato rispetto al diametro del palo (figura 6.4).

La figura mostra come la resistenza laterale si mobilita per cedimenti pari a circa il 3.7% del diametro del palo, corrispondente a circa 1 cm. Inoltre si nota come per il concio superiore la tensione tangenziale massima raggiunta è pari al doppio rispetto a quella del concio inferiore. Si ricorda che la superficie di separazione tra i due conci corrisponde alla superficie di passaggio tra due strati differenti di terreno così come descritto nel capitolo

4. Note le tensioni tangenziali agenti lungo il fusto è possibile suddividere il carico applicato nelle aliquote di resistenza laterale (S) e alla punta (P) (figura 6.5). In tabella 6.2 sono indicati i valori di tensioni tangenziali e quindi di resistenza laterale e alla punta per diversi valori di cedimento.

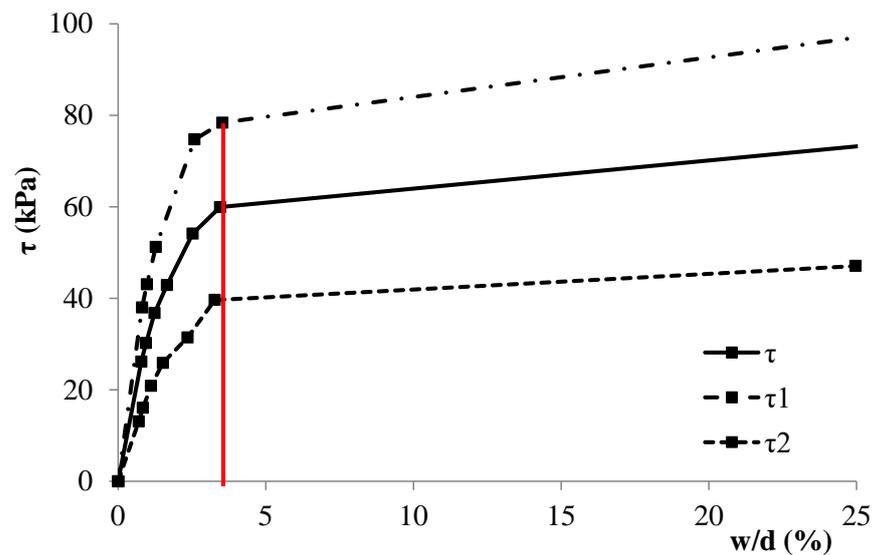


Figura 6.4 – Sviluppo delle tensioni tangenziali lungo il concio 1 (τ_1), il concio 2 (τ_2) e lungo l'intero palo (τ) in funzione del cedimento adimensionalizzato rispetto al diametro (w/d).

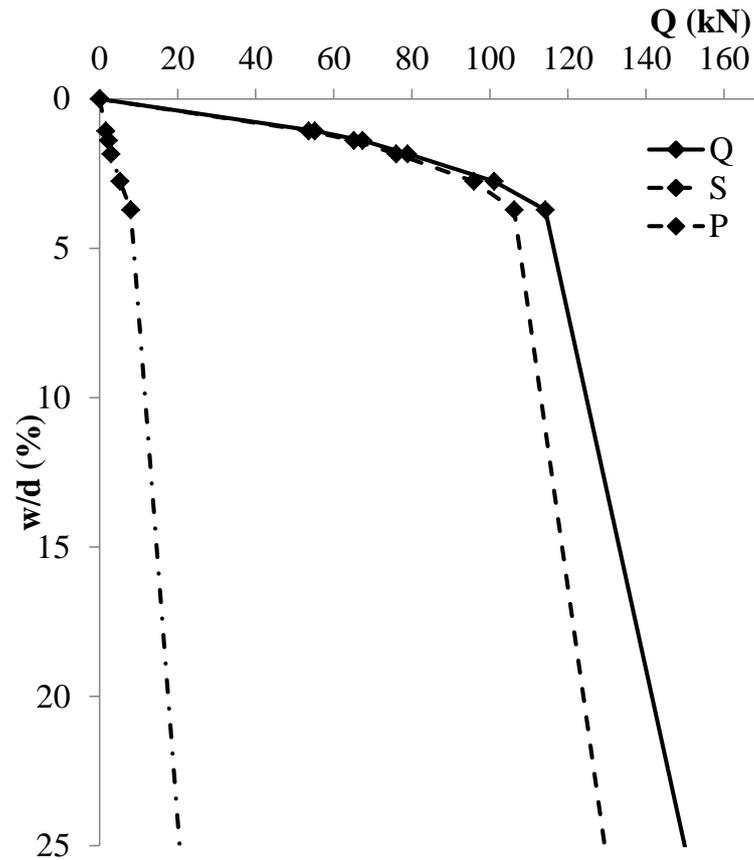


Figura 6.5 – Curve: Carico Totale (Q), laterale (S) e alla punta (P)- cedimento adimensionalizzato rispetto ad diametro (w/d)

Tabella 6.2 – Tensioni tangenziali τ , Carico Totale Q, Laterale S e alla punta P

w/d (%)	τ_1 (kPa)	τ_2 (kPa)	τ (kPa)	S (kN)	P (kN)	Q (kN)
3.7	78.4	39.7	60.0	106.2	8.0	114.2
10	83.8	41.8	63.8	113.1	11.7	124.8
25	96.8	46.9	73.0	129.4	20.5	149.9

6.3 Il programma NAPRA

Nel presente paragrafo si descrive la procedura analitica semplificata per lo studio delle piastre su pali messa a punto da Russo (1996, 1998a) (codice NAPRA) e illustrata successivamente per l'interpretazione dei risultati delle prove di carico descritte nei capitoli precedenti.

Nel metodo in esame si studiano separatamente la *piastra* ed il sistema costituito dal *terreno* e dai *pali*.

Le incognite del problema sono gli spostamenti verticali in corrispondenza della superficie di separazione fra la piastra ed il sistema dei pali e del terreno. Lo studio dell'insieme dei pali e del terreno si avvale di soluzioni in forma chiusa della teoria dell'elasticità e del metodo ai coefficienti d'interazione. Il programma permette di analizzare piastre di forma rettangolare e rigidità finita, sottoposta a diverse condizioni di carico: carichi distribuiti, carichi concentrati, coppie concentrate.

Il programma si avvale di una procedura incrementale per simulare il comportamento non lineare del palo singolo e, nell'ambito di ciascun incremento, di un processo iterativo per annullare eventuali sforzi di trazione all'interfaccia piastra terreno.

Il programma permette di ottenere la distribuzione degli spostamenti nodali della piastra e del sistema palo-terreno, la distribuzione di carico (load sharing) tra i pali del gruppo e il terreno, momento flettente e taglio della piastra, per ogni incremento di carico.

Di seguito si riporta in maniera sintetica la procedura di analisi del programma NAPRA e si rimanda a Russo (1996, 1998a) per maggiori dettagli.

6.3.1 Modellazione della piastra

La piastra è analizzata con il metodo agli elementi finiti FEM, utilizzando elementi rettangolari a 4 nodi (Griffith et al. 1991; Zienkiewicz and Taylor 1991). Si fa ricorso alla teoria dei solidi bidimensionali a comportamento elastico lineare omogeneo ed isotropo (solidi a piastra). La teoria dei solidi a piastra, caso particolare della più generale meccanica dei mezzi continui e deformabili, è basata sulle ipotesi di carichi agenti in direzione ortogonale al piano medio della piastra e spessore s trascurabile rispetto alle altre dimensioni della piastra.

L'equazione differenziale per le piastre sottili può essere scritta come:

$$D\nabla^4 w(x, y) = q(x, y) \quad (6.3)$$

$w(x, y)$: incognite di spostamento verticale della piastra;

$q(x, y)$: carico applicato;

$D = \frac{E_r t^3}{12(1-\nu_r^2)}$: rigidezza flessionale della piastra;

E_r : modulo di Young della piastra;

ν_r : coefficiente di Poisson della piastra;

t : spessore della piastra.

Nell'approccio agli elementi finiti l'equazione differenziale delle piastre sottili si scrive in termini di spostamenti nodali:

$$[K_r]\{w_r\} = \{q\} \quad (6.4)$$

Dove:

$[K_r]$: Matrice di rigidezza della piastra;

$\{w_r\}$: vettore degli spostamenti nodali della piastra;

$\{q\}$: vettore delle forze o momenti nodali sulla piastra.

Ogni elemento rettangolare utilizzato è caratterizzato da 4 gradi di libertà per ogni nodo, questo implica che la matrice di rigidezza della piastra ha dimensioni $4n \times 4n$ con n il numero di nodi usato nel modello.

Il terreno al di sotto della piastra è modellato come un continuo elastico. Gli spostamenti del terreno prodotti dalla pressione di contatto esercitata dalla piastra sono ottenuti attraverso la soluzione di Steinbrenner (1936) per carichi concentrati e della soluzione in forma chiusa per superfici rettangolari uniformemente caricate su un semispazio elastico omogeneo (Herr, 1966). La prima è utilizzata per calcolare gli spostamenti w_{ij} indotti in un punto J dovuto al carico applicato in un punto I-esimo, la seconda per calcolare lo spostamento w_{ij} indotto in un punto I-esimo quando esso è soggetto ad un'area di carico rettangolare. Per la soluzione del mezzo stratificato si fa riferimento ad un'approssimazione della soluzione di Steinbrenner basata sul considerare che la distribuzione di stato tensionale in uno strato elastico

delimitato da base rigida sia lo stesso di quello all'interno di un semispazio elastico. Diversi autori hanno verificato l'accuratezza di tale approssimazione e come essa è accettabile per scopi ingegneristici (Davis and Taylor 1961; Poulos and Davis 1980; de Sanctis et al. 2002).

6.3.2 Modellazione dei pali

Il comportamento del palo singolo è analizzato con il metodo agli elementi di contorno BEM. Diversi autori mostrano come la non linearità nell'interazione palo-terreno è sicuramente la maggiore tra le non linearità che influenzano la risposta delle platee su pali (Caputo e Viggiani, 1984; Randolph, 1994; El Mossallamy and Franke 1997). Per tener conto della non linearità della risposte del palo singolo si approssima la legge carico-cedimento di un palo ad un'iperbole (Chin, 1970):

$$Q = \frac{w}{m+nw} \quad (6.5)$$

Nella procedura di calcolo standardizzata suggerita da Mandolini e Viggiani (1997) e Viggiani (1999) i parametri della legge iperbolica vengono stabiliti sulla base dell'interpretazione di una o più prove di carico su palo singolo. In questo modo si individuano la cedevolezza iniziale del palo singolo ($1/m$) e l'asintoto della legge iperbolica carico-cedimento ($1/n$).

L'analisi dei pali in gruppo è analizzato attraverso il metodo ai coefficienti d'interazione, dove il cedimento di un palo all'interno di un gruppo si può esprimere come:

$$w_i = \frac{I_w}{EL} \sum_{j=1}^n Q_j \alpha_{ij} \quad (6.6)$$

Dove:

$$I_w = \left(\frac{L}{d}, \nu, \frac{E}{E_s} \right);$$

E : modulo di Young del palo;

L : lunghezza del palo;

Q_j : carico applicato sul generico j -esimo palo;

α_{ij} : coefficiente di interazione tra palo i -esimo e j -esimo.

Mandolini (1994) descrive lo studio dell'interazione fra pali in ambito lineare e la determinazione di un numero finito di valori del coefficiente α_{ij} , corrispondenti a diversi valori dell'interasse fra i pali. I coefficienti così individuati sono interpolati da una funzione suggerita da Russo (1996):

$$\alpha_{ij} = \frac{1}{1+A_{pp}\left(\frac{s}{d}\right)^{B_{pp}}} + C_{pp} \text{Log} \left(\frac{s}{d} + 10 \right) \quad (6.7)$$

I coefficienti A_{pp} , B_{pp} e C_{pp} sono determinati attraverso una procedura iterativa.

Lo studio dell'interazione fra pali e terreno viene nuovamente condotto in ambito elastico lineare. Se si considera un palo immerso in un semispazio elastico a cui è applicato un carico Q_0 in direzione verticale, il coefficiente d'interazione palo-terreno è definito come:

$$\alpha_{pt} = \frac{w_{pt}(s)}{w_t} \quad (6.8)$$

Dove:

w_t : cedimento del palo;

$w_{pt}(s)$: cedimento del piano campagna a distanza s dal palo.

Russo, (1996) valuta un numero finito di valori del coefficiente d'interazione α_{pt} . E anche in questo caso i valori trovati si possono interpolare, con buona approssimazione, con la funzione:

$$\alpha_{ij} = \frac{1}{1+A_{pt}\left(\frac{s}{d}\right)^{B_{pt}}} + C_{pt} \text{Log} \left(\frac{s}{d} + 10 \right) \quad (6.9)$$

combinazione lineare di un termine iperbolico e di un termine logaritmico e, a meno del cedimento del palo, descrive la deformata del piano campagna.

I coefficienti A_{pt} , B_{pt} e C_{pt} sono ancora stabiliti attraverso una procedura iterativa.

Gli effetti indotti su un palo da un'area di carico applicata a piano campagna si valutano applicando il teorema di reciprocità, e cioè ipotizzando che il cedimento indotto dall'area di carico alla sommità del palo sia pari al cedimento dell'areola per effetto di una forza unitaria sul palo.

Si ammette una distanza di estinzione nell'interazione fra pali. Tale distanza è valutata secondo la relazione di Randolph e Wroth (1978):

$$s_{max} = \left[0.25 + [2.5\rho(1 - \nu_s) - 0.25] \frac{G_L}{G_b} \right] L \quad (6.10)$$

dove:

r : parametro che tiene conto del grado di omogeneità verticale del profilo delle rigidezze tangenziali;

G_L : modulo di elasticità tangenziale del terreno alla quota della punta del palo;

G_b : modulo di elasticità tangenziale del terreno al di sotto della punta del palo;

ν_s : coefficiente di Poisson del terreno;

L : lunghezza del palo.

Nello studio della palificata, al termine s_{max} viene sommato il termine r_G definito da Randolph e Wroth (1979) per gruppi di forma quadrata ed esteso da Mandolini (1994) a gruppi di forma qualsiasi. Il parametro r è compreso fra 0.5 ed 1 ($r = 0.5$ nel caso del mezzo alla Gibson e $r = 1.0$ nel caso del semispazio elastico).

6.4 Fondazioni profonde

Come introdotto, per l'analisi delle fondazioni profonde, vista la variabilità dei moduli elastici dei pali riscontrata dai risultati delle prove in laboratorio (vedi paragrafo 4.6), e attese l'eccentricità dello schema sperimentale rilevate

nel corso della prova che hanno provocato una rotazione della fondazione, si è ritenuto necessario tarare preliminarmente i valori delle rigidezze dei diversi pali all'interno della fondazione in maniera da poter riprodurre il comportamento sperimentale osservato.

A supporto di tale attività si è utilizzato il programma di calcolo Napra illustrato precedentemente. Di seguito si riporta la procedura utilizzata per back-analizzare i risultati sperimentali.

6.4.1 Definizione dei parametri del terreno

A partire dalla modello geotecnico di sottosuolo, dai risultati della prova penetrometrica statica CPT, è noto il valore di resistenza alla punta media per strato q_c . Si assegna ad ogni strato il rapporto $\alpha_i = q_{ci}/q_{c1}$ dove con i è indicato lo strato i -esimo ed 1 lo strato superficiale. Da evidenze di letteratura tale rapporto rimane invariato anche per il modulo di Young E . NAPRA, come già detto, considera il terreno elastico lineare, quindi ogni strato risulta univocamente definito noti il modulo di Young E ed il coefficiente di Poisson ν . A partire dai risultati della prova di carico su platea superficiale, fissato il coefficiente di Poisson e il rapporto delle rigidezze, si ottiene il valore assoluto del modulo di Young per i diversi strati attraverso un'analisi a ritroso (tabella 6.3). In figura 6.6 è riportato il confronto tra la curva carico Q – cedimento adimensionalizzato rispetto al diametro dei pali (w/d) Sperimentale e quella ottenuta da Napra. È chiaro che il tratto di curva da considerare per la back-analysis dei parametri è solo la parte lineare essendo sia la platea che il terreno a comportamento elastico lineare nel programma di calcolo.

Tabella 6.3 – Moduli di rigidezza terreno per analisi in Napra

Terreno	z (m)	q_c (Mpa)	E_s/E_1 (-)	E (Mpa)
1	2	1.3	1.0	35
2	4.8	4.5	3.4	119
3	5.6	9.3	7.1	248.5

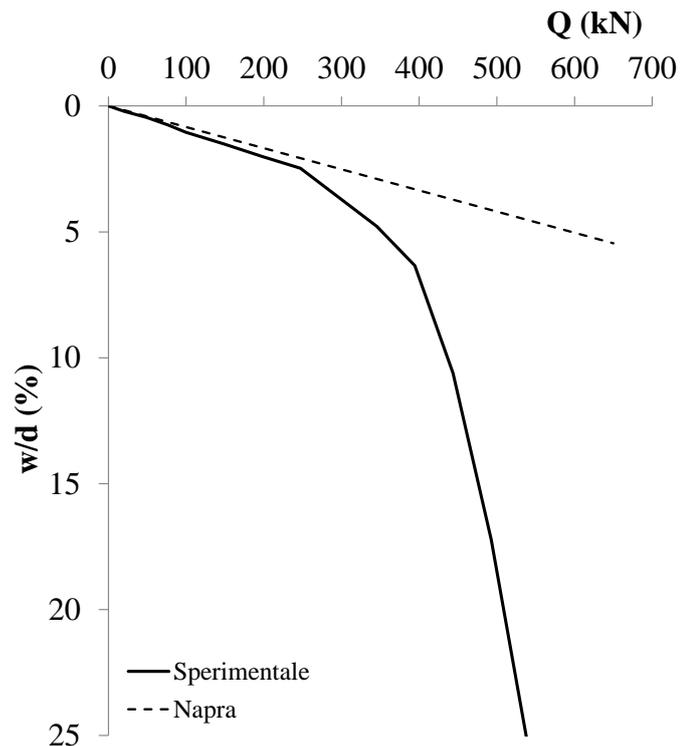


Figura 6.6 – Confronto curva Carico – Cedimento tra risultato sperimentale e Napra

6.4.2 Valutazione rigidezza palo singolo

Il comportamento del palo, all'interno del programma Napra, è assunto di tipo non lineare, la cui risposta carico – cedimento è assimilata ad un'iperbole (6.5), univocamente definita a da 2 valori:

- *Cedevolezza del palo* definita dalla tangente iniziale alla curva Q-w:
- *Carico limite*, ossia l'asintoto verticale della curva Q-w

Nota la curva Q-w del palo singolo sperimentale è possibile ottenere i due valori tali da riprodurre al meglio la curva sperimentale (figura 6.7 e tabella 6.4). Si nota come, il valore del carico limite assegnato risulta notevolmente più alto rispetto a quello osservato sperimentalmente. Tale scelta è stata fatta affinché il primo tratto della curva, fino a livelli di carico pari alla mobilitazione della resistenza laterale, fosse riprodotta fedelmente dalla formulazione alla Chin utilizzata dal Napra. In particolare, nel caso di palo singolo, per ottenere il valore di cedevolezza del palo, definite le proprietà del terreno e il carico limite del palo è stato assunto un modulo di rigidezza del palo $E = 2.3 \text{ GPa}$.

Figura 6.4 – Interpolazione iperbolica: Cedevolezza iniziale e Carico limite

$K^{-1} = m$ (mm/kN)	$Q_{lim} = 1/n$ (kN)
0.026	268.1

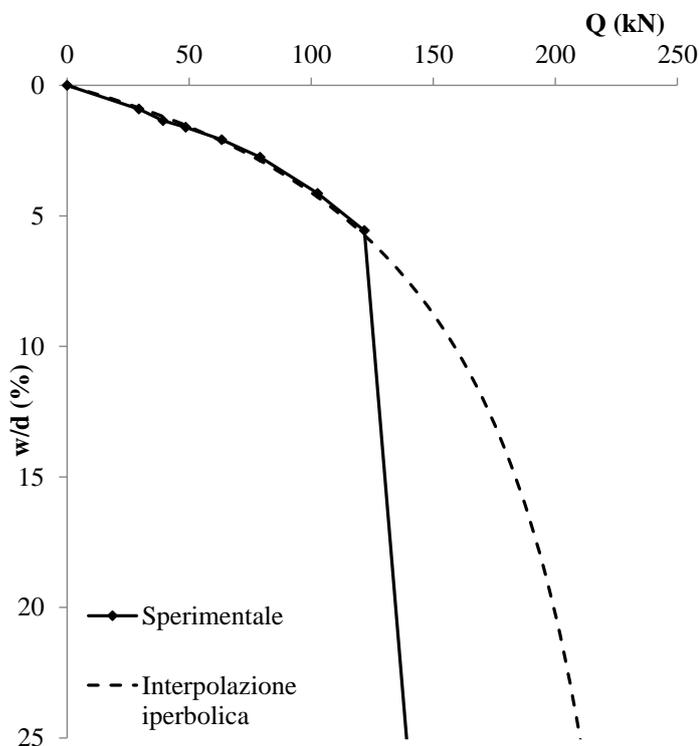


Figura 6.7 – Confronto curva Carico – Cedimento Sperimentale e Iperbolica.

6.5 Gruppo di pali

Dalle prove di caratterizzazione dei materiali costituenti i pali, è stata evidenziata una notevole variabilità dei risultati in termini di rigidezza. Ciò comporta una variabilità di comportamento dei pali all'interno del gruppo che non può essere trascurata. Tale condizione, associata all'eccentricità del carico applicato durante la prova sul gruppo di pali ha portato ad una rotazione della fondazione così come evidenziato nel capitolo 5.

Per poter ottenere la distribuzione dei carichi tra i diversi pali del gruppo è quindi necessario valutare il modulo di rigidezza E da associare ad ognuno di essi; per la loro valutazione è stato utilizzato il programma Napra. Di seguito verrà descritta la procedura utilizzata per la valutazione dei moduli elastici per i singoli pali e successivamente, in riferimento ai due pali strumentati sarà valutata la curva carico – cedimento e lo sviluppo delle tensioni tangenziali.

6.5.1 Valutazione dei moduli elastici dei pali

I moduli elastici dei pali all'interno del gruppo sono stati valutati attraverso una back-analysis utilizzando il programma di calcolo Napra. Sono noti gli spostamenti in testa ai singoli pali ricavati così come descritto in §5.17 durante la prova di carico. Inoltre è nota l'eccentricità di applicazione del carico (vedi tabella 5.1). Per il terreno sono utilizzati i parametri ottenuti dall'elaborazione della prova di carico su platea semplice (tabella 6.3). Il carico limite assegnata ai pali è lo stesso di quello ottenuto dall'interpretazione dei risultati della prova su palo singolo. Si ricorda che tale valore permette di interpolare correttamente il solo tratto lineare della curva carico-cedimento del palo. Effettuando un'analisi a ritroso si sono calibrati i moduli elastici da assegnare ai diversi pali tali da riprodurre, per ogni step di carico della prova su gruppo di pali, i cedimenti ottenuti in testa ad ognuno di essi (tabella 6.5). In figura 6.8 è mostrato il confronto tra i

cedimenti ottenuti dall'analisi con la curva carico totale applicato al gruppo- cedimenti in testa ai pali, mentre in figura 6.9 non rappresentate le curve carico – cedimento dei singoli pali. Si nota come con i valori di moduli elastici indicati in tabella 6.5 il modello numerico permette di ottenere un'ottima corrispondenza di risultati rispetto ai dati sperimentali fino al tratto pseudo-lineare della curva, così come per il palo singolo. Dal confronto dei moduli elastici è evidente la variazione di comportamento tra i pali, probabilmente dovuto a difetti di esecuzione legati alla tecnica utilizzata per l'esecuzione dei pali. Tale differenza è ancora più evidente se si confronta la rigidezza media dei pali del gruppo con quella del palo singolo. Si nota che la rigidezza del palo singolo è circa il 25% di quella media del gruppo di pali.

Tabella 6.5 – Rigidezze dei pali del gruppo

<i>Palo</i>	<i>E (Gpa)</i>	<i>E/E_{medio} (-)</i>
1	9	0,97
2	11,5	1,24
3	9,5	1,02
4	8	0,86
5	8,5	0,91

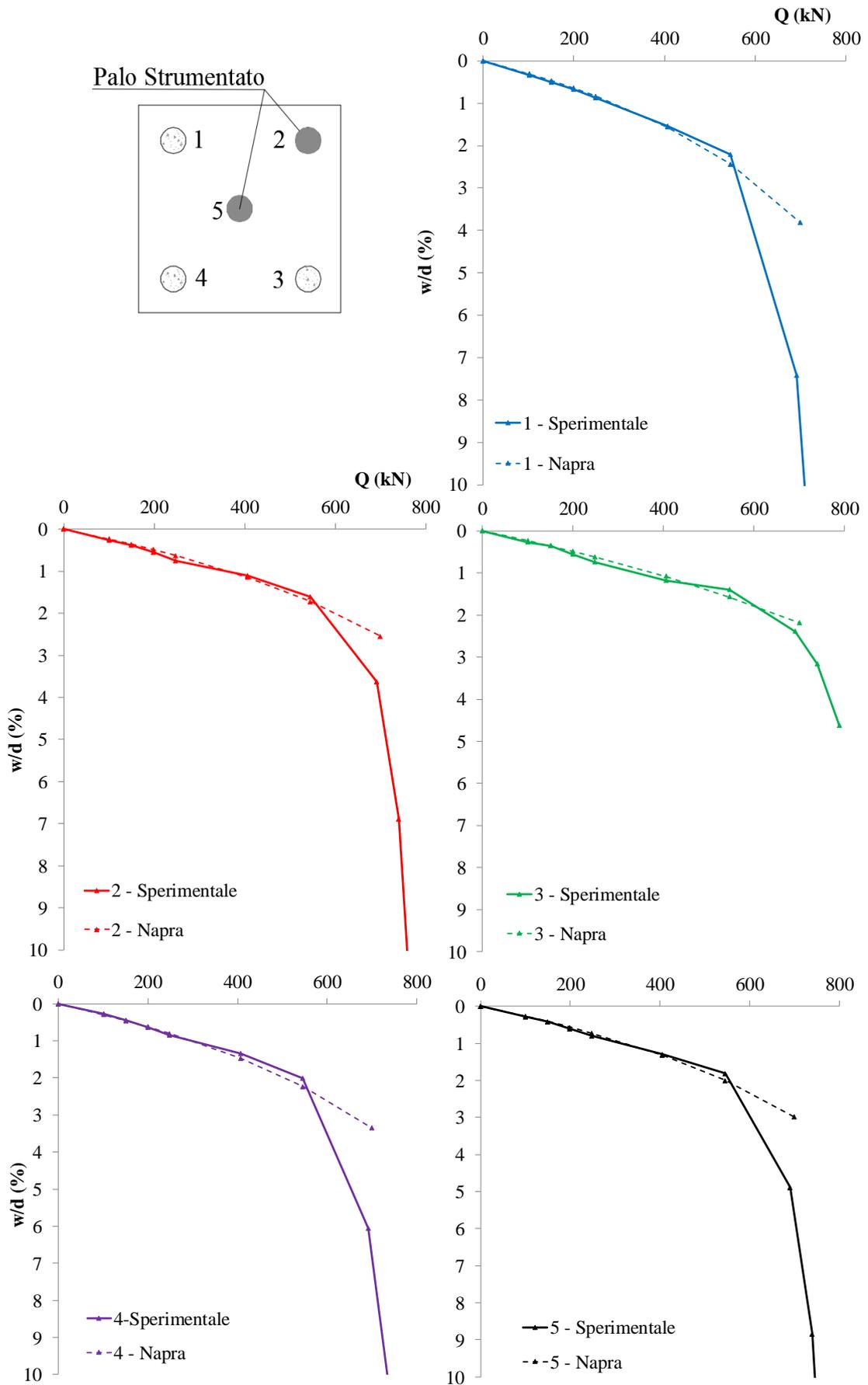


Figura 6.8 – Gruppo di pali: Confronto curva Carico totale – Cedimento Sperimentale e Napra

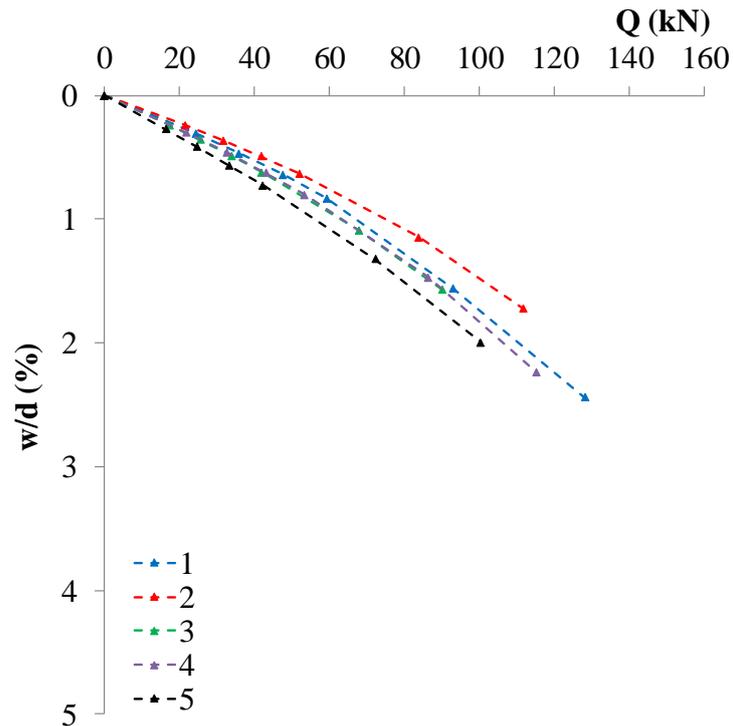


Figura 6.9 – Confronto curva Carico – Cedimento dei pali del gruppo di pali

Tabella 6.6 – Confronto rigidezze Gruppo di pali e Palo singolo

Fondazione	E (Gpa)	E_{SP}/E_G (%)
Palo singolo	2,3	
Gruppo di pali	9,3	24,73

6.5.2 Interpretazione dei dati estensimetrici

Durante la prova di carico del gruppo di pali, sono stati strumentati 2 pali all'interno del gruppo di cui sono state valutate le deformazioni:

- Palo centrale (n°5);
- Palo Angolo (n°2).

Per ottenere la distribuzione di sforzo normale lungo il fusto di essi e quindi lo sviluppo delle tensioni tangenziali, è necessario conoscere la rigidezza EA

di essi. Ottenute le curve carico-cedimento dei singoli pali all'interno del gruppo della analisi sviluppate con Napra, note le deformazioni in testa ai 2 pali, utilizzando la relazione (6.1), è possibile ricavare il valore di EA dei pali strumentati.

Di seguito si riportano le coppie di punti Q- $\mu\epsilon$ per gli step di carico applicati per i due pali strumentati; la pendenza della retta interpolante i punti rappresenta il modulo EA del palo (figura 6.10).

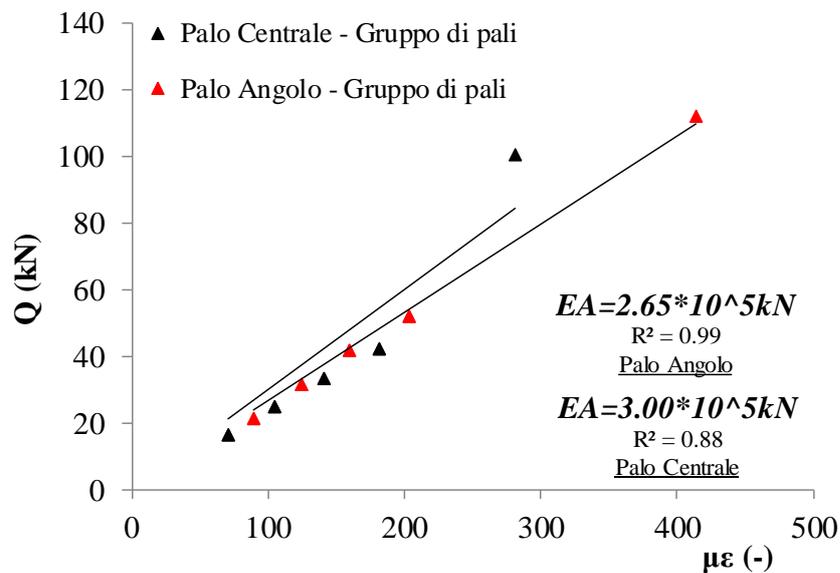


Figura 6.10 – Valutazione del modulo EA dei pali strumentati del gruppo di pali

Confrontando il modulo EA con i valori ottenuti dalle diverse prove sui materiali (riassunti in tabella 6.1), si osserva come anche in questo caso risultano confrontabili con quelli ottenuti in laboratorio.

Così come per il palo singolo, è possibile ricavare la distribuzione di sforzo normale con la profondità per i due pali strumentati e lo sviluppo delle tensioni tangenziali lungo il fusto (vedi § 6.2.2). Dalla figura 6.12 si nota come per il palo centrale le tensioni tangenziali che si sviluppano lungo il concio superiore risultano minori di quelle per il palo d'angolo. Ciò probabilmente dovuto all'interazione che gli altri pali esercitano su di esso, limitando lo sviluppo di resistenza del palo stesso, trasferendo maggiormente il carico al concio inferiore rispetto al palo d'angolo (metti bibliografia di riferimento). In figura 6.13 sono riportate le curve carico-cedimento per i due pali e le

componenti di resistenza laterale e alla punta. Ancora una volta è evidente che il palo centrale tende a trasferire maggiormente il carico alla punta.

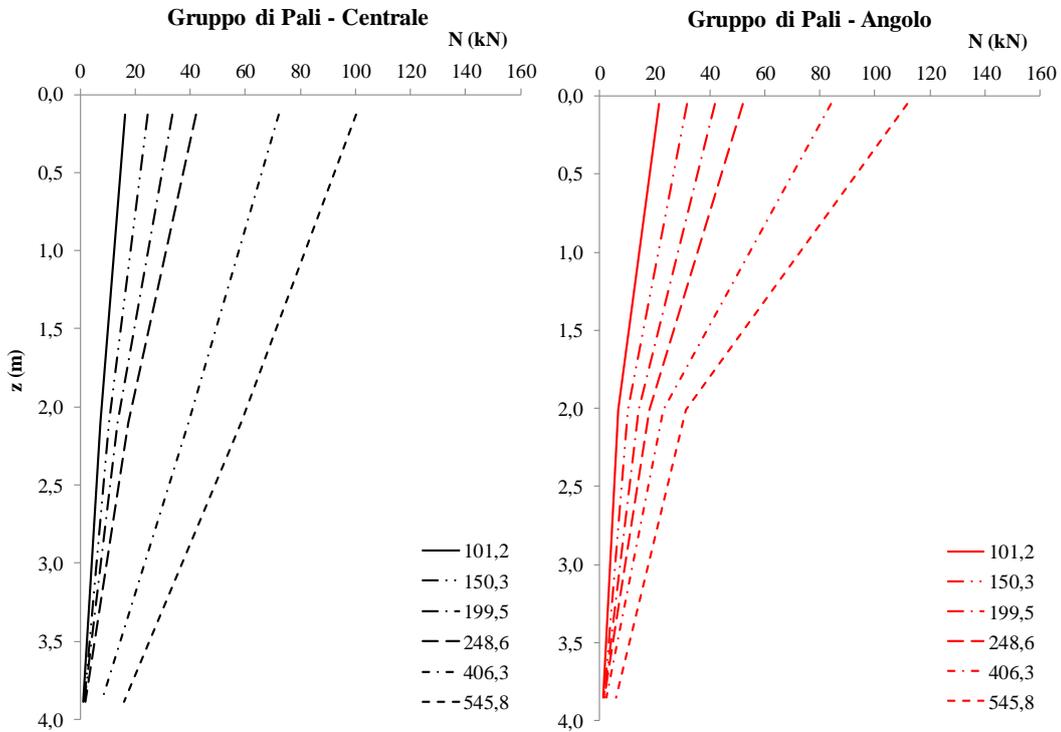


Figura 6.11 – Sforzo normale lungo il fusto del palo al variare del livello di carico applicato.

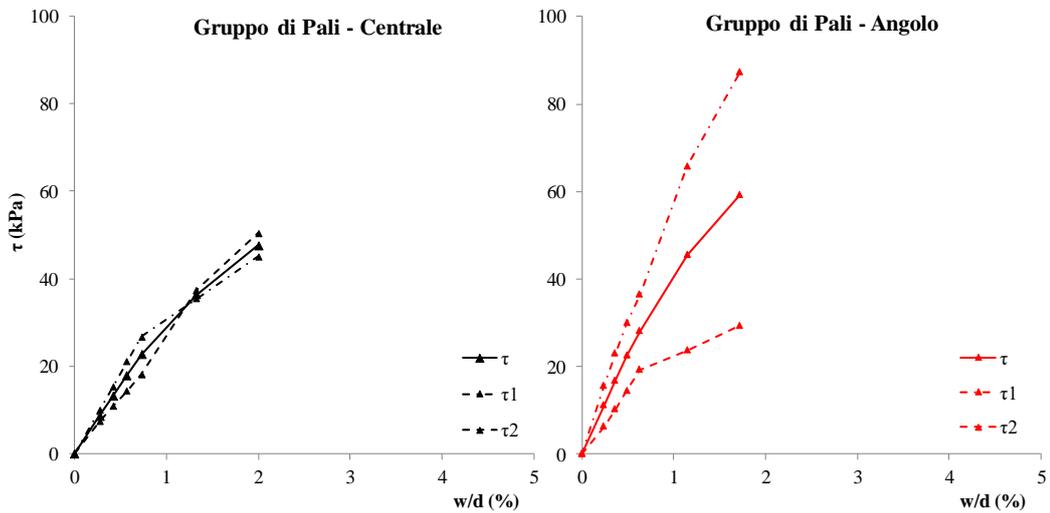


Figura 6.12 – Sviluppo delle tensioni tangenziali lungo il concio 1 (τ_1), il concio 2 (τ_2) e lungo l'intero palo (τ) in funzione del cedimento adimensionalizzato rispetto al diametro (w/d).

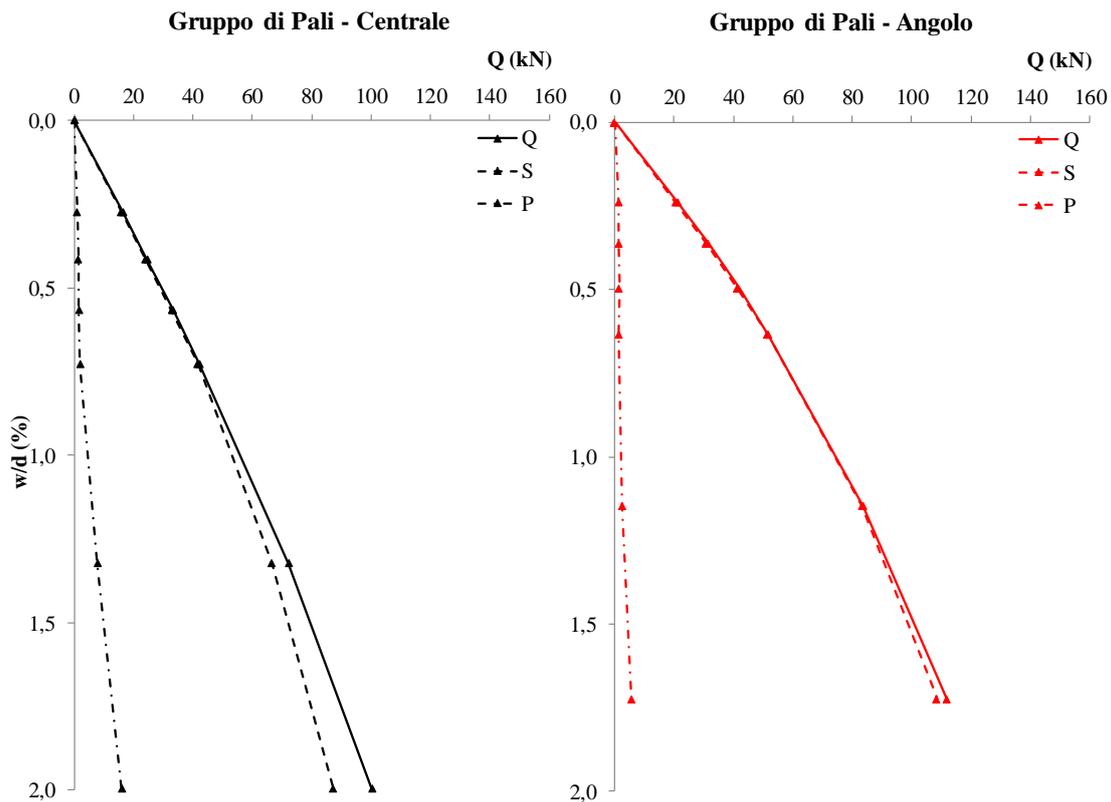


Figura 6.13 – Curve: Carico Totale (Q), laterale (S) e alla punta (P)- cedimento adimensionalizzato rispetto al diametro (w/d)

6.6 Platea su pali

Così come per il gruppo di pali, anche durante la prova di carico della platea su pali è stata rilevata una rotazione delle fondazioni. Ancora una volta, tale comportamento oltre ad essere dovuto all'eccentricità del carico applicato (§5.1), è da attribuire ad un diverso comportamento dei pali che costituiscono la fondazione. Per poter ricavare la distribuzione del carico tra platea e pali e tra i singoli pali a sua volta è necessario valutare la rigidezza E da associare ad ognuno di essi; anche in questo caso è stato utilizzato il codice Napra.

6.6.1 Valutazione dei moduli elastici dei pali

Così come per il gruppo di pali, per valutare la rigidezza E dei pali che costituiscono la platea su pali è stata eseguita una back-analysis con il Napra. Sono noti:

- l'eccentricità del carico,
- le caratteristiche del terreno,
- la rigidezza della platea,
- il carico limite dei pali.

Effettuando un'analisi a ritroso sono stati calibrati i moduli elastici da assegnare ai diversi pali tali da riprodurre, per ogni step di carico della prova su platea su pali, i cedimenti ottenuti in testa ad ognuno di essi. In figura 6.14 è mostrato il confronto tra i cedimenti ottenuti dall'analisi con la curva carico totale applicato alla platea su pali- cedimenti in testa ai pali, mentre in figura 6.15 sono rappresentate le curve carico – cedimento dei singoli pali. Dalla figura 6.14 è evidente che il livello di carico massimo fino a cui è possibile considerare attendibili i risultati corrisponde al livello di carico 296.7 kN, valore per il quale la fondazione mista assume comportamento lineare. Si nota come, con i valori di moduli elastici indicati in tabella 6.7, il modello numerico permette di ottenere un'ottima corrispondenza di risultati rispetto ai dati sperimentali fino al tratto pseudo-lineare della curva; ciò non solo al valore del carico limite imposto ai diversi pali, così come per il palo singolo, ma anche perché, come già detto in precedenza, il programma assume per la platea un comportamento elastico lineare.

Dal confronto dei moduli elastici è evidente la variazione di comportamento tra i pali, probabilmente dovuto a difetti di esecuzione legati alla tecnica utilizzata per l'esecuzione dei pali. In tabella 6.8 è mostrata il confronto tra la rigidezza media delle diverse fondazioni esaminate. Si nota come la rigidezza risulta notevolmente variabile tra le fondazioni, in particolare la rigidezza media dei pali appartenenti alla fondazione mista è circa il doppio di quella del palo singolo e la metà di quella del gruppo di pali.

In figura 6.16 a si riporta la curva carico – cedimento della platea su pali e la ripartizione di tale carico tra pali e piastra. Si nota come, per valori di cedimento molto piccoli il carico trasmesso alla platea su pali è praticamente trasferito totalmente al gruppo di pali, infatti, per valori del cedimento corrispondenti ad un carico pari a 296.7 kN solo il 15% della capacità portante della platea viene sviluppata (figura 5.16b). Per avere una maggiore comprensione del “load sharing” della platea su pali si rimanda al capitolo 7 dove attraverso analisi numeriche con programmi di calcolo più sofisticati si analizzano livelli di deformazione maggiori.

Tabella 6.7 – Rigidezze dei pali della platea su pali

<i>Palo</i>	<i>E</i> <i>(Gpa)</i>	<i>E/E_{medio}</i> <i>(-)</i>
1	3.5	0,69
2	4	0,78
3	4.5	0,88
4	7.5	1,47
5	6	1,18

Tabella 6.8 – Confronto rigidezze Fondazioni

<i>Fondazione</i>	<i>E</i> <i>(Gpa)</i>	<i>E_{SP}/E</i> <i>(-)</i>
<i>Palo singolo</i>	2.3	-
<i>Gruppo di pali</i>	9.3	4.0
<i>Platea su pali</i>	5.1	2.2

Palo Strumentato

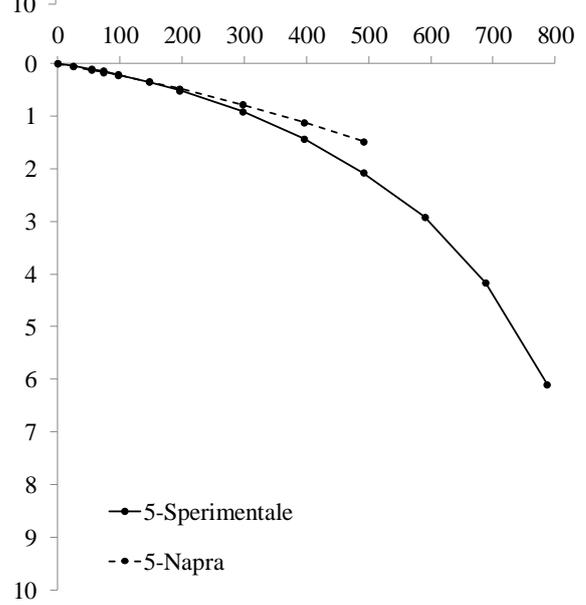
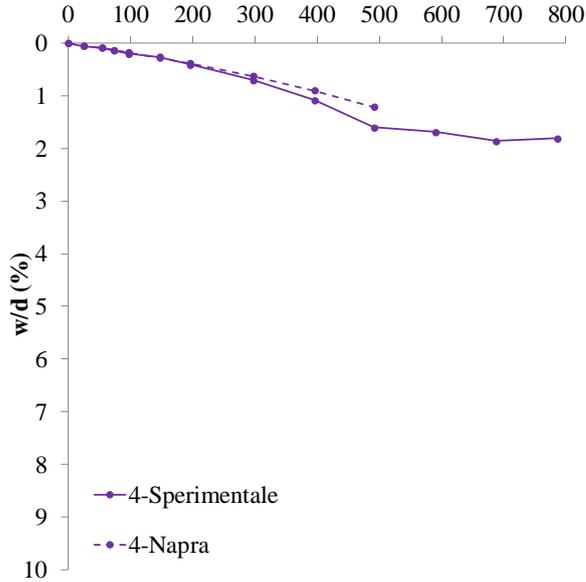
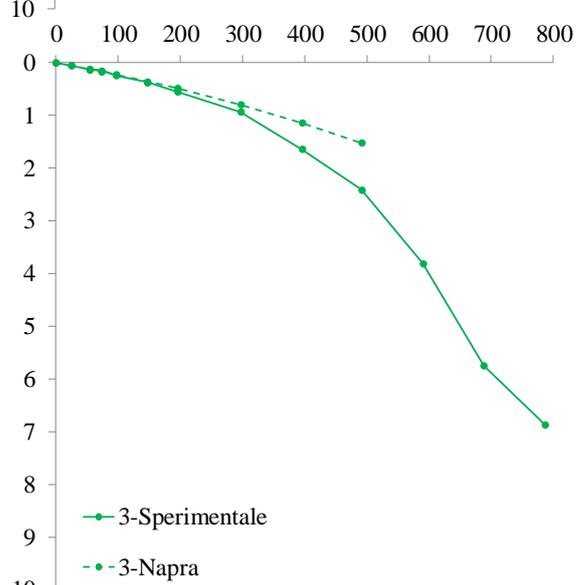
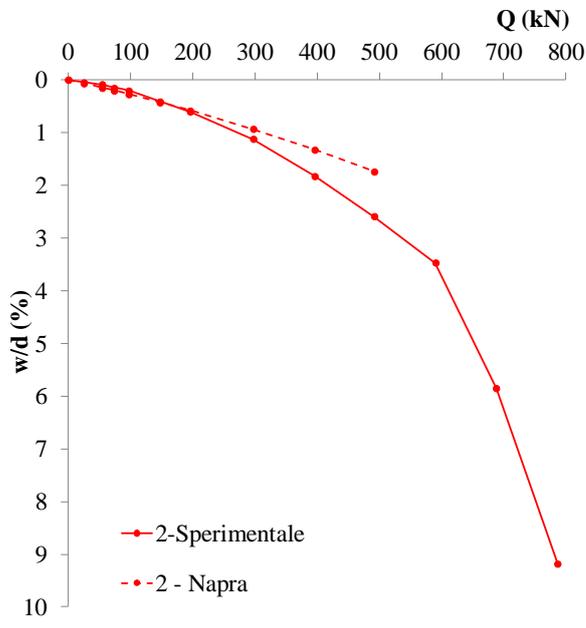
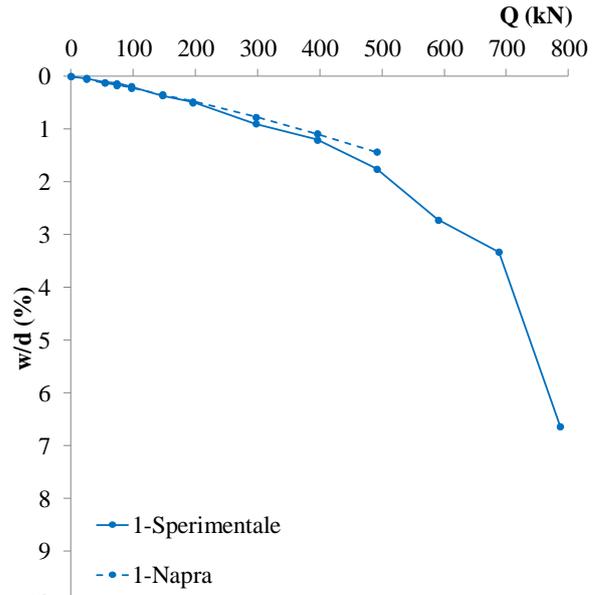
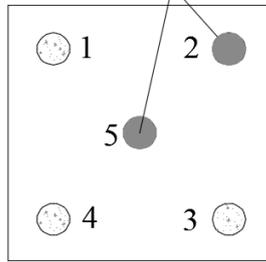


Figura 6.14 – Platea su pali: Confronto curva Carico totale – Cedimento Sperimentale e Napra

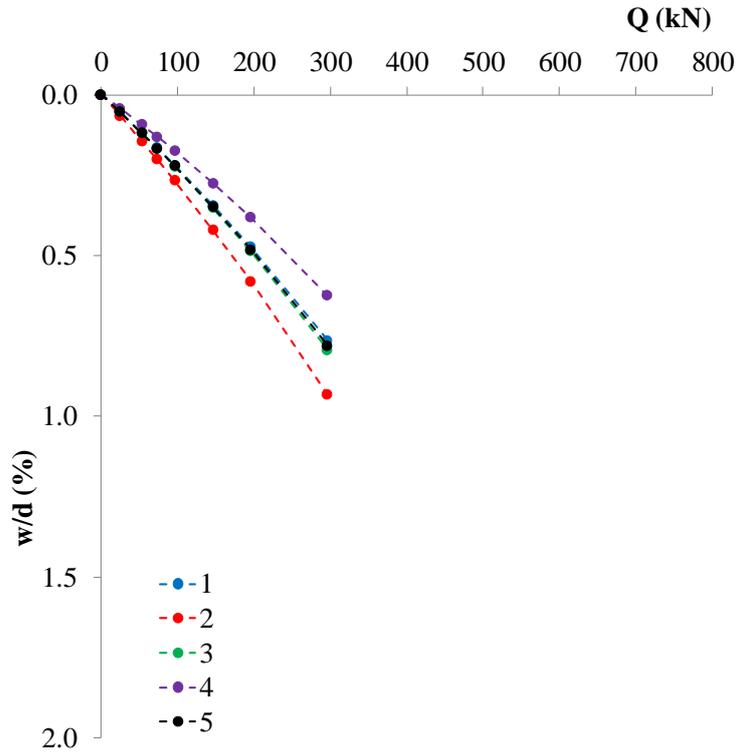


Figura 6.15 – Confronto curva Carico – Cedimento dei pali della platea su pali

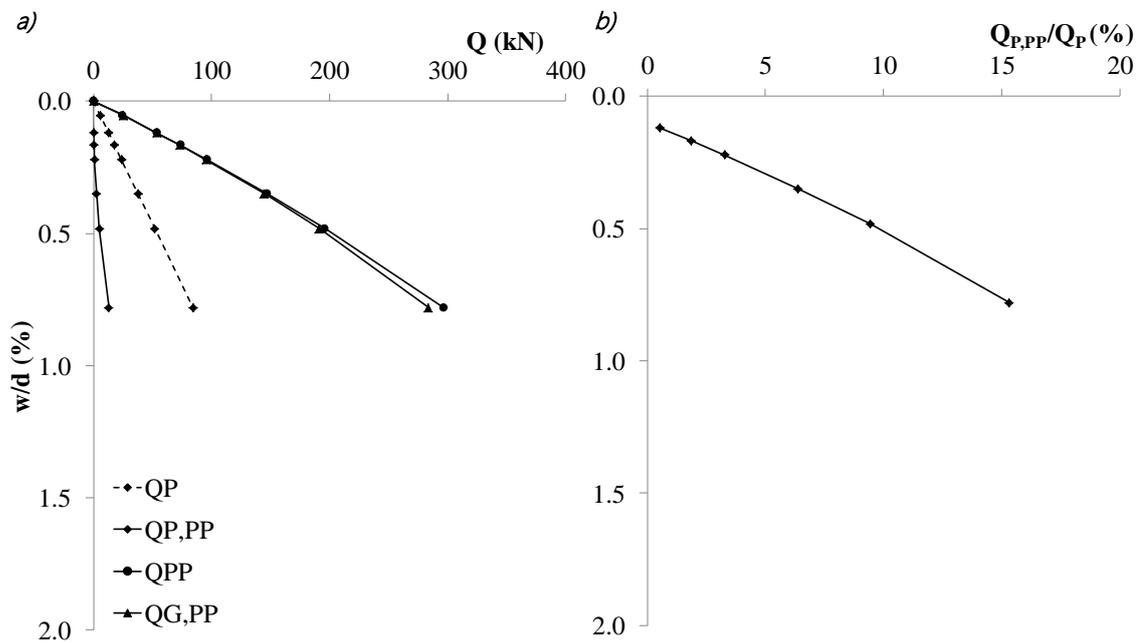


Figura 6.16 – a) curva carico-cedimenti della platea su pali (Q_{PP}), della platea ($Q_{P,PP}$) e del gruppo ($Q_{G,PP}$) appartenente alla fondazione mista e della platea semplice (Q_P); b) confronto tra l'aliquota di carico trasmesso dalla platea al terreno della platea su pali $Q_{P,PP}$ e dalla platea semplice Q_P .

6.6.2 Interpretazione dei dati estensimetrici

Nella platea su pali sono stati strumentati 2 pali all'interno del gruppo con estensimetri a corda vibrante: palo centrale e d'angolo. Purtroppo durante la prova di carico i due estensimetri posti in testa ai due pali hanno subito dei danni. Questo non ha permesso di poter valutare la distribuzione di sforzo normale lungo il fusto e quindi lo sviluppo delle tensioni tangenziali. Si rimanda al capitolo 7 per avere informazioni su di esse.

CAPITOLO VII

ANALISI NUMERICHE

7.1 Introduzione

Nel capitolo sono descritte una serie di analisi numeriche sulla platea superficiale, palo singolo, gruppo di pali e platea su pali. Le analisi hanno lo scopo di riprodurre il comportamento delle prove sperimentali eseguite sulle diverse fondazioni descritte e analizzate nei capitoli 5 e 6. Le analisi sono state condotte con il programma di calcolo agli elementi finiti Plaxis 3D. La platea su pali è un problema di tipo tridimensionale che richiede una modellazione di tipo tridimensionale, ancor più nel caso specifico, dove, come si è già descritto nel capitolo 5 e 6, i diversi elementi che compongono la fondazione mostrano rigidzze differenti tra loro oltre all'eccentricità del carico applicato in testa.

I risultati delle analisi numeriche sono confrontate con quelli ottenuti dalle prove sperimentali, sottolineando gli effetti che la platea esercita sulla risposta della fondazione mista in relazione agli elementi che la compongono in condizioni isolate.

7.2 Il modello numerico

Il modello di terreno è caratterizzato da dimensioni sufficientemente grandi da rendere trascurabili gli effetti di bordo sulla risposta del modello (figura 7.1).

La dimensione in pianta del modello è posta pari a 2 volte il raggio magico r_m definito da Randolph e Wroth (1978) al di là del quale non si risente più degli effetti indotti dal palo:

$$r_m = 2.5\rho l(1 - \nu') \quad (7.1)$$

Dove L è la lunghezza del palo, ν il coefficiente di Poisson del terreno e ρ un coefficiente che tiene conto della variabilità della rigidità del terreno lungo la profondità del palo: $\rho = \frac{G(l/2)}{G(l)}$, $G(l/2)$ e $G(l)$ sono i moduli di elasticità trasversale del terreno a profondità rispettivamente pari a $l/2$ e l . Tale parametro ρ , nel caso specifico è definito a partire dai valori di resistenza alla punta q_c ottenuti dalle prove penetrometriche statiche CPT utilizzate, come descritto nel capitolo 6, per definire i valori di rigidità da assegnare ai terreni in sito.

L'altezza H del modello è stata posta pari a $2.25l$, profondità che, come mostrano i sondaggi (Tabella 4.1), corrisponde alla fine dello strato di tufo giallo. Tale valore, da riferimenti di letteratura, consente di poter trascurare gli effetti di bordo sulle soluzioni ottenute (vedi De Nicola e Randolph (2003) e ; Loukidis e Salgado (2008), essi considerano un valore di $H=1.5L$).

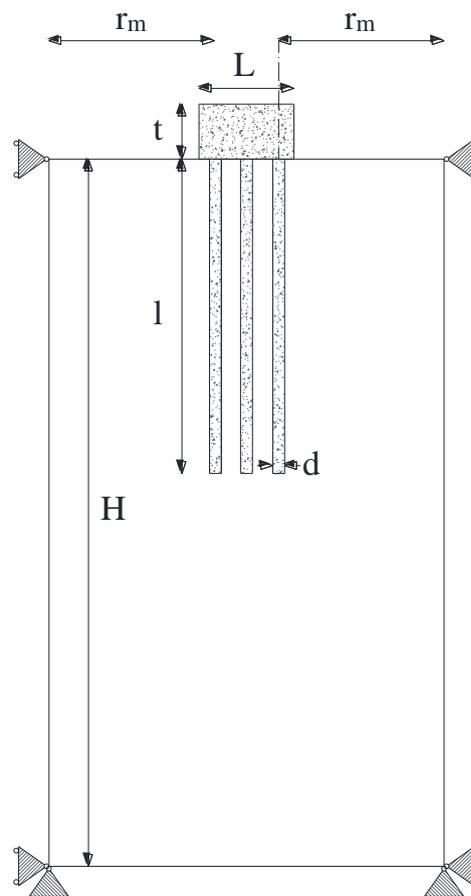


Figura 7.1 – Geometria e condizioni di vincolo del reticolo in un generico modello

Quando il modello geometrico è definito completamente, la geometria è divisa in elementi finiti: si genera così la *mesh* del modello.

Da un lato essa deve essere sufficientemente piccola per ottenere un risultato numerico accurato, dall'altro elementi della mesh troppo piccoli comportano un onere computazionale elevato.

Il programma Plaxis consente di autogenerare la mesh del modello, la cui dimensione è dipende dal parametro l_e funzione della geometria:

$$l_e = \frac{r_e}{20} x \sqrt{(x_{max} - x_{min})^2 + (y_{max} - y_{min})^2 + (z_{max} - z_{min})^2} \quad (7.2)$$

Esso, a sua volta, dipende dal "*Relative element size factor*" r_e scelto dall'utente.

Nel paragrafo 7.4 sarà descritta l'analisi di sensibilità che ha portato alla definizione della dimensione della mesh.

Sia il terreno che gli elementi strutturali (platea e pali) sono schematizzati con elementi di continuo, in particolare elementi tetraedrici a 10 nodi. Per il contatto palo-terreno sono stati utilizzati elementi di interfaccia. Si sono, per esse, utilizzati elementi a 12 nodi.

I nodi del reticolo collocati lungo i bordi verticali esterni sono vincolati alla traslazione orizzontale, possono traslare solo verticalmente. I nodi disposti lungo la superficie inferiore del dominio sono vincolati in entrambe le direzioni, non possono traslare né orizzontalmente né verticalmente.

Agli elementi strutturali, pali e platea, si assegna un legame costitutivo elastico lineare isotropo, completamente definito dai parametri E e ν' (rispettivamente modulo di Young e coefficiente di Poisson). Per le platee si assume un valore di E pari a quello ottenuto dalle prove di compressioni uniassiali con misura delle deformazioni (tabella 4.13), per i pali si far riferimento ai valori di E ottenuti dalle analisi sviluppate con il programma Napra per riprodurre il comportamento sperimentale durante le prove di carico, il coefficiente di Poisson ν' è posto pari a 0.15.

Al terreno si assegna un legame costitutivo elastico perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb. Esso risulta completamente definito da 5 parametri: angolo di attrito ϕ , angolo di dilatanza ψ , coesione c' , modulo di Young E e coefficiente di poisson ν' . Per la loro calibrazione si rimanda ai paragrafi successivi (paragrafo 7.5).

Le proprietà degli elementi di interfaccia sono assegnate in riferimento a quelle del terreno circostante, in particolare vengono modificate le resistenze in finzione di un fattore di scala "*Strength reduction factor* (R_{inter})".

7.3 Le fasi delle analisi numeriche

Le fasi implementate nel modello numerico per riprodurre in maniera quanto più veritiera possibile il processo di realizzazione delle fondazioni e della prova di carico a cui ognuna di esse è soggetta sono di seguito descritte:

4. *Stato tensionale iniziale*: calcolo stato tensionale iniziale del terreno usando la "*k0 procedure*"; dove, sono calcolate, rispettando l'equilibrio, le tensioni verticali, e attraverso equazioni di congruenza si ottengono le tensioni orizzontali attraverso il coefficiente di spinta a riposo k_0
5. *Realizzazione modelli di fondazione*: vengono attivate le opere strutturali, platea e palo, in relazione alle diverse configurazioni; in tale fase sono attivate anche le interfacce palo-terreno.
6. *Applicazione del carico*: il carico è applicato per step, step congruenti con quelli eseguiti durante la prova di carico. I valori dello step di carico sono scelti in funzione di analisi di sensibilità (§ 7.4.3). Il carico è incrementato fino al valore raggiunto durante le prove.

7.4 Le analisi di sensibilità del modello

Le analisi di sensibilità sono svolte per verificare la correttezza nella scelta di alcuni parametri che potrebbero influenzare la bontà dei risultati. L'obiettivo è quello di raggiungere un buon compromesso tra accuratezza della soluzione numerica e onere computazionale.

In particolare sono state svolte in relazione a grandezze quali:

- Dimensione del dominio;
- Dimensione della mesh;
- Step di carico da assegnare

Le analisi preliminari sono state effettuate su due modelli di fondazione: Palo singolo e Platea superficiale; si può ritenere che i risultati delle analisi di sensibilità possano essere estese a tutte le altre analisi essendo esse combinazione delle due analizzate.

Il controllo di accuratezza della soluzione è avvenuto facendo riferimento ai risultati in termini di:

- Curva carico applicato-cedimento in testa per la platea superficiale ($Q;w/d$);
- Curva carico applicato-cedimento in testa ($Q;w/d$) ed evoluzione della resistenza laterale ($S;w/d$) per il palo singolo. Per completezza si riporta anche la mobilitazione della resistenza alla punta ($P;w/d$).

7.4.1 La dimensione del reticolo

Per la dimensione del reticolo, come detto in precedenza, si è fatto riferimento ad indicazioni di letteratura. È stato previsto una dimensione in pianta pari a $2r_m \times 2r_m$ con r_m raggio magico (ossia pari a $4m \times 4m$), e altezza pari a $2.25l = 9m$. A partire da tali valori è stata condotta un'analisi parametrica modificando sia la dimensione in pianta che l'altezza, per confermare la bontà delle dimensioni scelte sui risultati.

Dimensione in pianta

In figura 7.2 sono mostrati i risultati delle analisi condotte sul palo singolo: a partire da una dimensione pari a 2.5mx2.5m i risultati possono essere ritenuti sostanzialmente identici, non accurate sono invece i risultati ottenuti utilizzando un'area di impronta del dominio minore.

Se si fa riferimento alle stesse analisi condotte sulla platea superficiale (figura 7.4a) si nota come solo a partire da una dimensione pari a 4mx4m ossia proprio pari a quella inizialmente valutata i risultati iniziano ad essere accurati e coincidenti.

Altezza dominio

Dall'analisi di sensibilità condotta sull'altezza del dominio nel modello di palo singolo (figura 7.3) si nota come anche profondità ridotte (a partire da $H=1.25l=5m$ rispetto a quelle definite inizialmente conducono a risultati accurati.

Stesso discorso vale per la platea superficiale dove già con $H=2m$ si hanno soluzioni praticamente coincidenti (figura 7.4b).

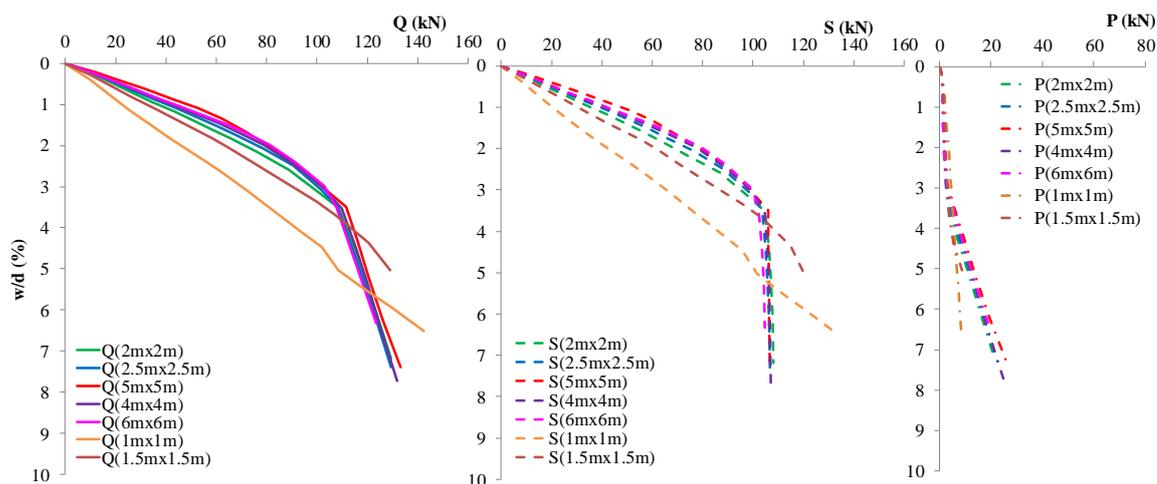


Figura 7.2 – Analisi di sensibilità su palo singolo: variazione della dimensione in pianta del modello

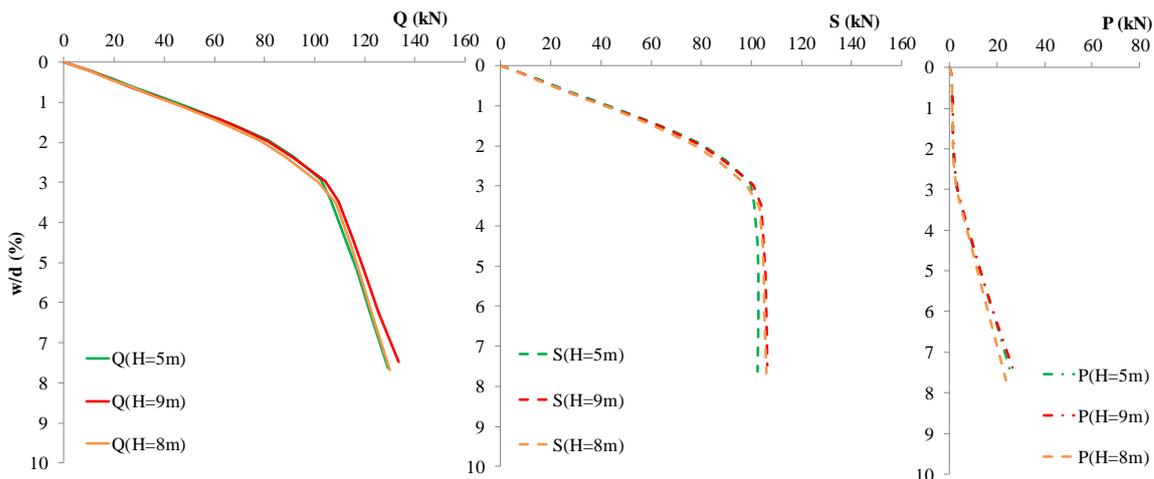


Figura 7.3 – Analisi di sensibilità su palo singolo: variazione altezza del modello

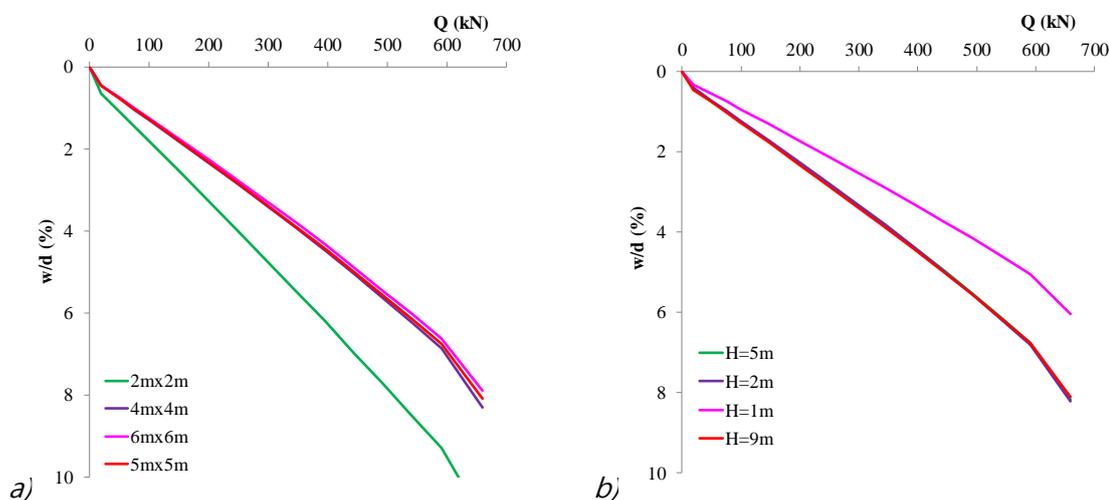


Figura 7.4– Analisi di sensibilità su platea superficiale:

a) variazione della dimensione in pianta del modello; b) variazione altezza del modello

7.4.2 La dimensione della mesh

Le dimensioni degli elementi della *mesh* da utilizzare sono stati valutati in base ad un'analisi di sensibilità che ha previsto la variazione delle dimensioni degli elementi a partire dal parametro r_e da assegnare. In particolare il parametro r_e è stato variato tra 0.25 e 1.

In figura 7.5 e 7.6 sono rappresentati rispettivamente i risultati delle analisi in riferimento al palo singolo e alla platea superficiale.

Si può notare che non c'è grossa variabilità nella risposta al variare della dimensione; si sceglie per le analisi un valore di r_e pari a 0.5, infatti sia per il palo singolo che per la platea superficiale, ridurre ulteriormente gli elementi della mesh non comporta una migliore accuratezza nei risultati a fronte di un onere computazionale sicuramente più elevato.

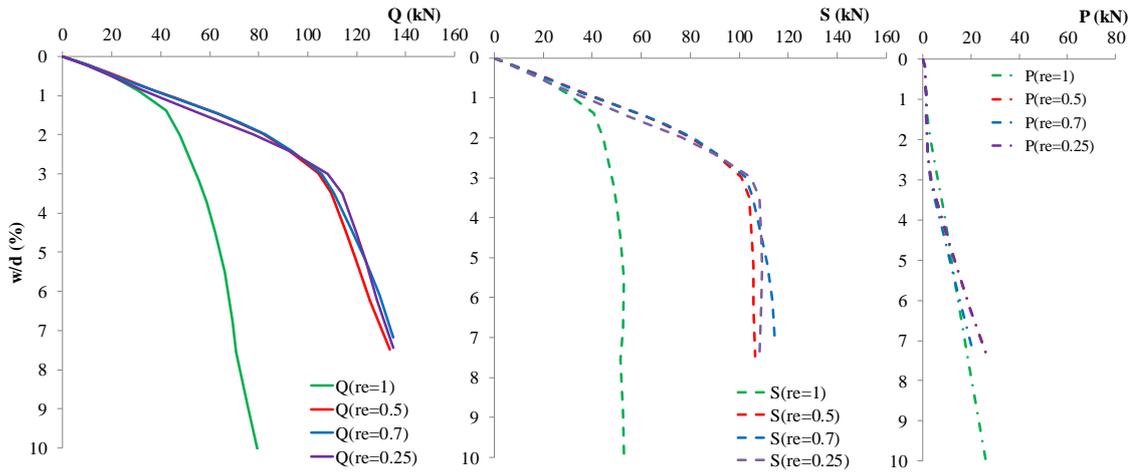


Figura 7.5 – Analisi di sensibilità su palo singolo: variazione della dimensione della mesh

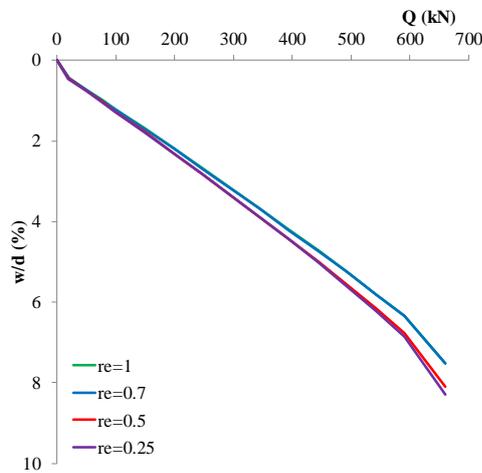


Figura 7.6 – Analisi di sensibilità su platea superficiale: variazione della dimensione della mesh

7.4.3 Passo di applicazione del carico

Le prove di carico sono simulate applicando il carico in testa ai diversi modelli per step. La prova, quindi, è modellata in controllo di forza. Il particolare, per definire come la scelta dello step di carico da adottare influenza la risposta del modello è stata definita un'analisi parametrica facendo variare gli step di carico applicati.

In figura 7.7 È mostrato il risultato di tale analisi per il palo singolo. Si nota come a partire da incrementi di carico pari a 10kN (circa il 6% del carico limite), la risposta del modello risulta sostanzialmente la stessa. Inoltre si osserva che differenza di comportamento al variare del valore dello step si hanno solo dopo l'attingimento della resistenza laterale del palo, ossia quando il modello presenta una plasticizzazione diffusa lungo tutto il palo. Se invece si fa riferimento alla platea superficiale (figura 7.8), si nota come i differenti step di carico non influenzano la risposta del modello; tale comportamento è da attribuirsi al fatto che essa, nelle condizioni esaminate risulta ancora in campo elastico.

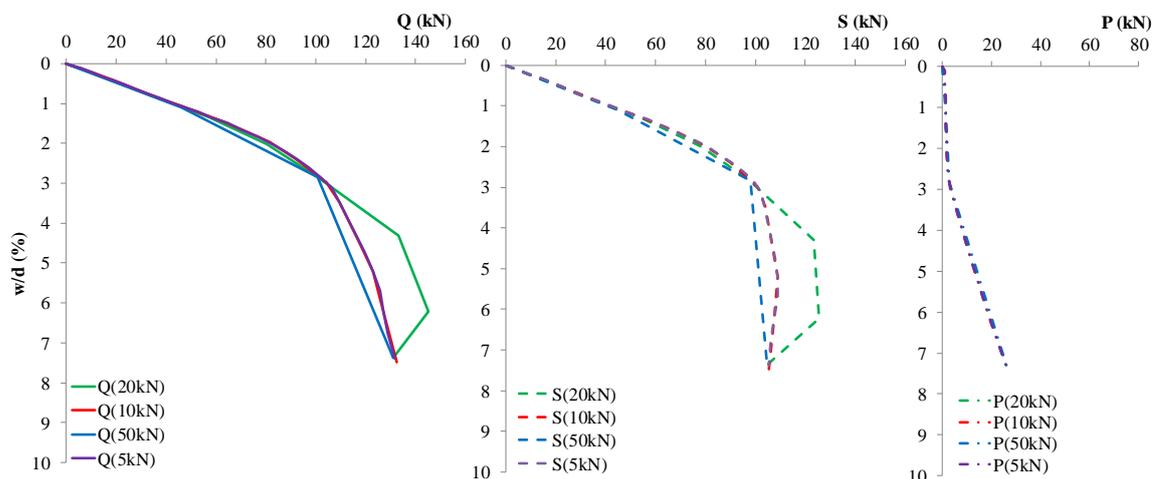


Figura 7.7 – Analisi di sensibilità su palo singolo: variazione step di carico

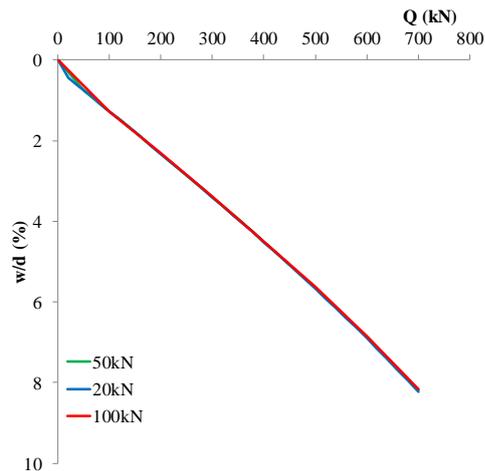


Figura 7.8 – Analisi di sensibilità su platea superficiale: variazione step di carico

In definitiva le analisi numeriche sono state svolte considerando:

- *Dimensione in pianta* del dominio pari a $2r_m \times 2r_m$;
- *Altezza del dominio* pari a $2.25l$;
- *Mesh* definita da un parametro r_e pari a 0.5.
- *Step di applicazione del carico* minore o uguale 10kN per il palo singolo; per le fondazioni su pali (gruppo di pali e platea su pali) minore o uguale a 50kN, essendo esse caratterizzate da 5 pali.

-

7.5 Palo singolo: il modello numerico

Prima di descrivere in maniera dettagliata il modello numerico adottato per la simulazione del palo singolo, è necessario soffermarsi su alcuni aspetti che non possono essere trascurati se si vuole ottenere un risultato attendibile del comportamento del palo.

7.5.1 La resistenza laterale unitaria f_s : parametri che influenzano la risposta

Innanzitutto è bene ricordare che il carico limite di un palo è dato dalla somma di una resistenza laterale S ed una alla punta P .

Per una corretta definizione del carico limite, e soprattutto nel caso in esame, dove il palo è di piccole dimensioni ($d=0.15\text{m}$), valutare correttamente i parametri che influenzano la resistenza laterale è indispensabile per ottenere una corretta previsione del comportamento.

In Mascarucci (2012) è descritto un quadro completo dei diversi metodi di calcolo della resistenza laterale unitaria e dei parametri che la influenzano, che qui vengono brevemente richiamati.

Le procedure per la valutazione del carico limite di un palo possono essere raggruppate in due categorie (Poulos, 1989):

- Metodi diretti o empirici, basati su correlazioni dirette tra i risultati di prove in situ e i valori della resistenza tangenziale unitaria f_s ;
- Metodi indiretti o teorici, basati sull'utilizzo di espressioni analitiche ottenute da modelli di trasmissione del carico palo – terreno più o meno complessi, nelle quali compaiono (direttamente o attraverso coefficienti) i parametri del terreno desunti da prove di laboratorio e/o in situ.

L'espressione più generale con cui è possibile esprimere la resistenza unitaria disponibile lungo la superficie laterale di un palo trivellato in terreni sabbiosi (f_s) può essere ottenuta direttamente dall'applicazione del criterio di resistenza di Mohr Coulomb:

$$f_s = \sigma'_{hf} \tan \delta = (\sigma_{h0} + \Delta\sigma'_{hc} + \Delta\sigma'_{hl}) \tan \delta \quad (7.3)$$

in cui σ'_{hf} rappresenta la tensione efficace normale alla superficie laterale del palo e δ è l'angolo di attrito all'interfaccia palo – terreno. Il valore di σ'_{hf} si differenzia dalla tensione orizzontale efficace litostatica preesistente in situ (σ'_{h0}) per effetto della variazione dello stato tensionale indotto durante le fasi realizzative del palo (scavo, getto e maturazione del calcestruzzo: $\Delta\sigma'_{hc}$) e durante l'applicazione del carico ($\Delta\sigma'_{hl}$) (Lehane, 2009). L'equazione (7.3) è diffusa anche come:

$$f_s = K\sigma'_{h0} \tan \delta = \left(\frac{K}{K_0}\right) K_0\sigma'_{v0} \tan \delta \quad (7.4)$$

$$f_s = \beta \sigma'_{v0} \quad (7.5)$$

Nella 7.4, la variazione del confinamento lungo il fusto del palo è valutato in funzione del coefficiente di spinta K , pari a $k = \sigma'_{hf} / \sigma_{v0}$ diverso da quello a riposo K_0 . Nella 7.5, invece viene introdotto il “*fattore combinato β* ” pari a $\beta = K \cdot \tan \delta$. Esso non ha alcun significato fisico, ma fornisce una stima diretta e immediata della resistenza tangenziale unitaria, noto lo stato tensionale efficace litostatico. Tale coefficiente ha il vantaggio di tenere in conto tutte le incertezze legate alla definizione del parametro K e di fattori che contribuiscono alla mobilitazione della resistenza laterale, quali: lo stato tensionale del terreno; l’effetto dello scavo, del getto di calcestruzzo per la realizzazione del palo, e della sua maturazione, parametri che influenzano lo stato tensionale prima della fase di carico. Inoltre tiene conto della variazione di confinamento durante l’applicazione del carico e non ultimo le caratteristiche del terreno.

Se il disturbo indotto dallo scavo potesse essere ritenuto trascurabile e fossimo in presenza di un palo idealmente trivellato, non alterando quindi lo stato tensionale in sito ed inoltre se durante la prova le tensioni orizzontali non si modificassero, il rapporto K/K_0 rimarrebbe pari all’unità e il coefficiente β sarebbe proporzionale alla tangente dell’angolo di attrito all’interfaccia palo – terreno tramite K_0 . Nei terreni normalmente consolidati (NC), tale coefficiente può essere valutato mediante l’espressione di Jaky (1944) funzione dell’angolo di attrito di stato critico ϕ_{sc} :

$$K_{0NC} = 1 - \sin \phi_{sc} \quad (7.6)$$

Nei terreni sovraconsolidati (OC), si utilizza la correlazione proposta da Mayne e Kulhawy (1982):

$$K_{0OC} = (1 - \sin \phi_{sc}) OCR^{sen \phi_{sc}} \leq 1 \quad (7.7)$$

in cui OCR rappresenta il grado di sovraconsolidazione, funzione di σ'_{v0} e della massima tensione cui sono stati sottoposti i terreni in situ (tensione di preconsolidazione, $\sigma'_{v,max}$):

$$OCR = \frac{\sigma'_{v,max}}{\sigma'_{v,0}} \quad (7.8)$$

Alcune evidenze sperimentali in camera di calibrazione dimostrano che in sabbie fortemente sovraconsolidate (ad esempio, aventi $OCR = 15$) K_0 non è mai superiore a 1 (Jamiolkowsky et al., 1988; Mesri e Hayat, 1993).

Quindi si può desumere che per terreni omogenei, aventi proprietà meccaniche costanti con la profondità, β assume un andamento costante con z in terreni normalconsolidati, mentre per terreni sovraconsolidati decresce con una legge proporzionale alla riduzione del grado di sovraconsolidazione.

In letteratura sono mostrati risultati di prove di carico su pali trivellati in vera grandezza che mostrano valori di K e di β misurati molto più elevati da quelli proporzionali alle tensioni orizzontali litostatiche.

In figura 7.9 sono mostrati i risultati di Chen e Kulhawy (1994), che riportano i valori medi di β ottenuti da 90 prove di carico su pali trivellati in sabbie e ghiaie in funzione della snellezza L/D , con L e D rispettivamente lunghezza e diametro del palo. Si può notare una grossa variabilità dei valori, maggiori di quelli teorici corrispondenti a terreni normalconsolidati, rappresentati in figura con linee tratteggiate. Si nota inoltre la tendenza di β a diminuire con la profondità.

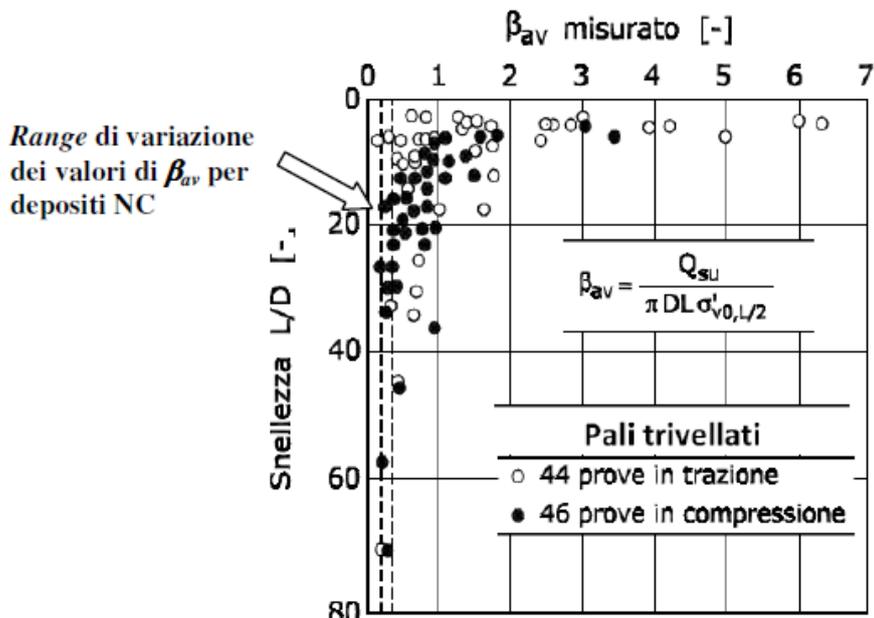


Figura 7.9 – Valori di β medi al variare della snellezza per pali trivellati granulari (Chen e Kulhawy, 1994)

Anche nel caso dei dati ottenuti da Caputo et al.(1993), relativi a 14 prove di carico su pali trivellati in terreni piroclastici, si riscontra che a prescindere alla presenza o meno della falda, i valori di β in prossimità del piano campagna raggiungono valori anche superiori a 10 volte quelli proporzionali a K_0 (figura 7.10).

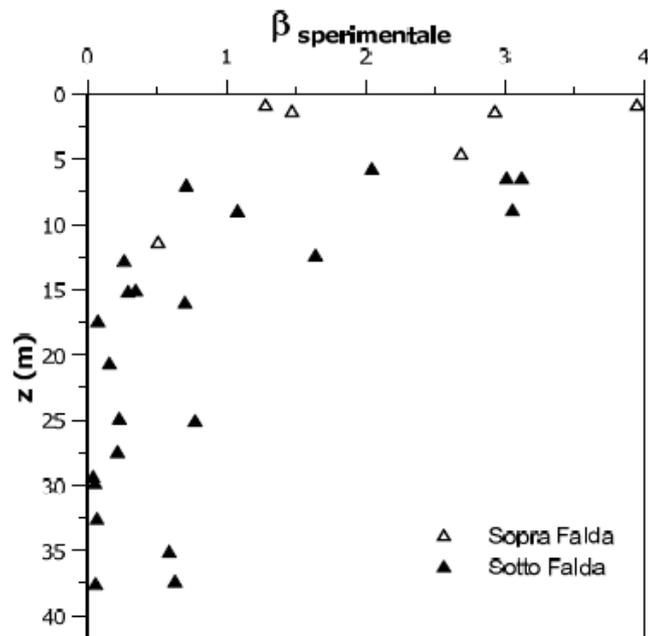


Figura 7.10 – Valori locali di β per pali trivellati in terreni piroclastici (Caputo et al., 1993)

Più recentemente alcuni risultati di una serie di prove di carico a trazione, eseguite su pali trivellati in terreni sabbiosi sono stati interpretati da Rollins et al. (2005), valutando il valore medio del coefficiente di spinta K lungo il fusto del palo.

Tali dati (figura 7.11) mostrano che per profondità inferiori a 10 m i valori di K tendono ad essere maggiori sia del coefficiente di spinta a riposo per terreni normalconsolidati $K_{0,NC}$ sia del limite superiore del coefficiente K per terreni sovraconsolidati, $K_{0,OCmax}=1$ (Jamiolkowsky et al., 1988; Mesri e Hayat 1993). Inoltre è evidente la marcata riduzione dei valori con la profondità. Inoltre si sottolinea come i valori di K risultino essere maggiori di quelli relativi a terreni a grana più fine, con incrementi compresi tra il 25% e il 50%.

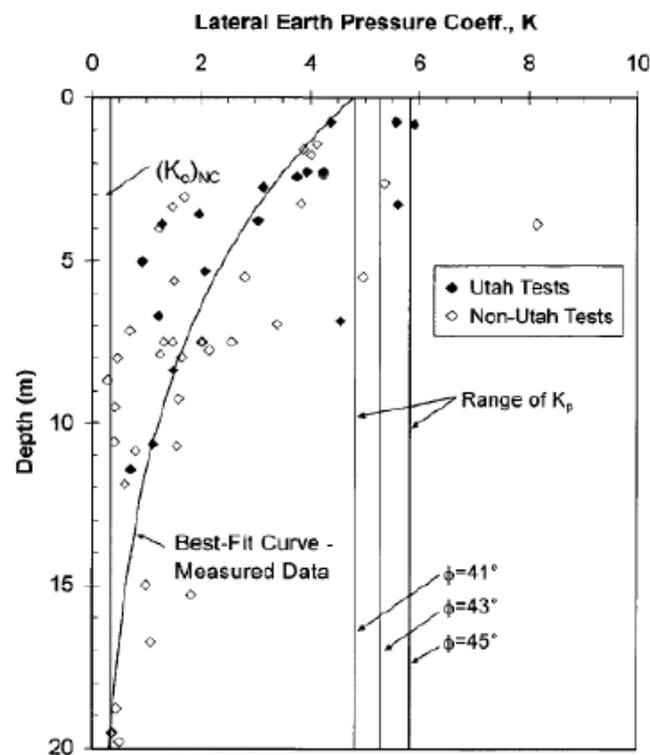


Figura 7.11 – Valori medi di K per pali trivellati in terreni sabbiosi (Rollins et al., 2005)

I risultati precedentemente mostrati, uniti ad altri presenti in letteratura (ad esempio Meyerhof, 1976; Reese e O'Neill, 1988; O'Neill e Hassan, 1994; O'Neill e Reese, 1999; e altri), mostrano come alcune caratteristiche dei profili sperimentali di K e β tendano ad essere sistematicamente sempre presenti nei risultati delle diverse prove di carico:

- Valori di K elevati, soprattutto in corrispondenza di profondità contenute (inferiori a 15 m);
- andamenti di K e β decrescenti lungo la profondità, sino al raggiungimento di valori che si mantengono costanti all'aumentare del confinamento;
- risultati in funzione della granulometria dei terreni.

I diversi metodi oggi disponibili (empirici o teorici) per la valutazione della resistenza laterale dei pali soggetti a carichi verticali in sabbie, presi nel loro insieme, riescono a mostrare le grandezze principali da cui dipende f_s : le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni, il confinamento, la tecnologia esecutiva.

Tuttavia ogni modello può essere in grado di considerare i singoli aspetti in gioco ma non tenerne conto contemporaneamente, ciò sicuramente impedisce ai metodi di restituire una previsione della resistenza laterale vicine ai risultati sperimentali.

Mascarucci (2012) descrive un modello concettuale in grado di schematizzare i principali fenomeni che si generano all'interfaccia palo – terreno:

L'evoluzione della resistenza laterale di un palo caricato assialmente avviene in seguito alla concentrazione delle deformazioni in una sottile porzione di terreno coassiale al palo, la banda di taglio. L'interazione nasce principalmente per effetto delle deformazioni distorsive e degli spostamenti radiali che nascono nella banda di taglio. Le prime, sempre presenti, producono la nascita della resistenza laterale unitaria f_s , l'espansione radiale invece nasce solo se il terreno ha una tendenza a dilatare se soggetto a deformazioni taglienti, in tal caso essa produce una modifica al confinamento. La sua entità non dipende solo dalla dilatanza del materiale, ma anche dal suo incrudimento, dalla granulometria, dalle caratteristiche meccaniche del terreno e dalle condizioni al contorno.

Da una serie di analisi parametriche atte a definire l'influenza dei diversi parametri sulla resistenza laterale del palo, L'autore riassume i risultati affermando che (Mascarucci 2012):

- l'addensamento e il confinamento (da cui dipende la dilatanza) condizionano la potenzialità del sistema di mobilitare resistenze elevate: gli effetti delle deformazioni plastiche di dilatanza durante lo scorrimento sono tuttavia fortemente modulati dal volume di terreno deformato, ossia dallo spessore della banda di taglio e dal diametro del palo;
- nei problemi in cui t_s/D è modesto (analisi con sabbia fine), indipendentemente dalla D e p' , la variazione di confinamento lungo il fusto può essere trascurata poiché la dilatanza non può generare significative interazioni con il terreno circostante;
- la resistenza intrinseca del materiale è poco influente sulla variazione del confinamento durante la prova di carico.

Le grandezze che condizionano l'incremento della resistenza laterale durante una prova di carico sono quindi l'addensamento, il confinamento e i volumi di materiale deformato rispetto alla scala del problema, ad essa va aggiunta anche la rigidità del terreno che l'autore non riporta essendo essa nelle analisi scelta in funzione della densità relativa, e quindi implicitamente considerata.

Nel caso in esame, il modello costitutivo scelto, un modello elasto-plastico perfetto con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb, quindi un modello basato su soli 5 parametri e quindi semplificato, rispetto al modello *strain softening* utilizzato da Mascarucci (2012), non è in grado di cogliere in maniera separata tutti gli aspetti appena descritti, quindi per riprodurre il comportamento in sito, definiti i parametri meccanici e di rigidità da assegnare al modello, attraverso una back-analysis si individuerà il valore di β da assegnare ai diversi strati. Tale parametro, in maniera semplificata, conterrà al suo interno le grandezze che condizionano il valore di resistenza laterale.

Un'ulteriore aspetto che non può essere trascurato se si vuole ottenere una risposta del modello rappresentativa della realtà: i terreni in sito sono di natura piroclastica, la falda è posta a 3.5m da piano campagna, i terreni presenti al di sopra del livello di falda si troveranno in condizioni di parziale saturazione.

Senza nessuna pretesa nel volere entrare nel dettaglio dei comportamenti dei terreni parzialmente saturi, in questa sede si vuole solo sottolineare che il trascurare tale aspetto riduce notevolmente il valore di resistenza laterale che si è in grado di mobilitare.

Secondo la trattazione di Jennings e Burland (1962) e Fredlund e Morgernstern (1977), le variabili tensionali che governano il comportamento meccanico del terreno in caso di presenza di falda freatica sono rappresentate dalle tensioni efficaci di Terzaghi ($\sigma' = \sigma - u_w$), al di sotto della falda freatica (condizione di completa saturazione), e da due variabili tensionali indipendenti, tensione netta ($\sigma - u_a$) e suzione di matrice ($u_a - u_w$), al di sopra del livello di falda (condizione di parziale saturazione) con σ' = tensione efficace, σ = tensione totale, u_w = pressione dell'acqua e u_a = pressione dell'aria.

Al di sotto della falda freatica la pressione interstiziale dell'acqua è positiva ed il terreno è saturo mentre, al di sopra di essa, la pressione interstiziale risulta essere negativa, ovvero minore della pressione atmosferica.

La porzione di terreno al di sopra della falda è chiamata *zona vadosa (o parzialmente satura)*: in particolare, la zona immediatamente al di sopra del livello di falda, detta *frangia capillare* poiché interessata dal fenomeno di capillarità, è caratterizzata da un grado di saturazione che si avvicina al 100% (maggiore dell'85 %) ed ha uno spessore variabile da meno di 1 metro a circa 10 metri a seconda della tipologia di terreno (Fredlund, 1996); inoltre, la fase liquida può essere considerata continua, mentre la fase aerea è in genere discontinua. Successivamente, è possibile identificare una porzione di terreno, nella quale sia la fase aerea che quella liquida possono essere idealizzate come continue e all'interno di essa il grado di saturazione può variare dal 20 all' 80 %, a seconda della tipologia e dello stato del terreno.

Ancora al di sopra, quest'ultimo diventa progressivamente asciutto, la fase acquosa discontinua e la fase aerea continua.

In condizioni di parziale saturazione, i pori del terreno contengono in parte aria e in parte acqua, in genere a pressioni diverse tra loro. Ciò è possibile in quanto i due mezzi sono separati da sottili membrane costituite da molecole d'acqua, dette menischi, che aderiscono alle particelle inglobando l'acqua di porosità, che si colloca in prossimità dei contatti interparticellari, formando una sorta di sacche. Sono quindi i menischi che, essendo in grado di sostenere sforzi di trazione, consentono che la pressione dell'aria, u_a , possa essere maggiore della pressione dell'acqua, u_w .

La pressione dell'aria e dell'acqua nei pori di un terreno parzialmente saturo hanno un impatto diretto sullo stato tensionale agente nei contatti particella-particella e, di conseguenza, sul comportamento meccanico del terreno, in termini, ad esempio, di resistenza a taglio e variazioni di volume. Numerose sono state le espressioni della tensione efficace per un terreno parzialmente saturo, ottenute modificando opportunamente il Principio delle Tensioni Efficaci di Terzaghi, al fine di tener conto delle pressioni interstiziali negative; Bishop (1959), ad esempio, propose la seguente equazione:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi (u_a - u_w) \quad 6.8$$

Dove σ' è la *tensione efficace*, σ è la *tensione totale*, u_a è la pressione dell'aria, u_w è la pressione dell'acqua, $(u_a - u_w)$ è la *suzione di matrice*, $(\sigma - u_a)$ rappresenta la *tensione netta* e χ è una proprietà del materiale che dipende dal grado di saturazione, e può assumere valori compresi tra 0 (per $S_r = 0$) ed 1 (per $S_r = 1$); infatti, l'espressione proposta da Bishop si riduce a quella di Terzaghi nel caso di terreno saturo. Il prodotto $\chi (u_a - u_w)$ esprime la tensione interparticellare dovuta alla suzione, altrimenti detta *tensione di suzione*.

In funzione di quanto detto fino ad ora, risulta chiaro che, in un terreno non saturo, la presenza dei menischi capillari in corrispondenza dei punti di contatto tra le particelle genera come effetto quello di incrementare gli sforzi

normali che si esercitano tra queste ultime. Ciò produce un incremento della resistenza allo scorrimento tra le particelle e, dunque, della resistenza al taglio. Questo incremento non cresce indefinitamente, ma raggiunge un valore asintotico, ed è evidentemente funzione della suzione. Pertanto in un terreno non saturo la resistenza al taglio è funzione della suzione.

Esistono differenti approcci per stimare la resistenza al taglio di un terreno non saturo.

Il primo utilizza la definizione di tensione efficace per terreni non saturi originariamente proposta da Bishop (1959), riportata in equazione (7.8). Se si considera infatti la possibilità di riferirsi ad un'unica variabile tensionale, è immediato estendere il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb dei terreni saturi ai terreni non saturi: basta sostituire alla tensione efficace l'espressione della tensione efficace di Bishop; la resistenza al taglio di terreni non saturi può quindi essere determinata sulla base di due parametri di resistenza al taglio efficace, c' e ϕ' , e di una unica variabile di tensione, σ' , nel modo seguente:

$$\tau = c' + [\sigma - u_a + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi' \quad (7.9)$$

Per tener conto di tale aspetto al modello è stata applicata una suzione variabile con legge idrostatica. Attraverso l'utilizzo la curva caratteristica terreno-acqua (SWCC), altrimenti detta curva di ritenzione, che descrive la capacità del terreno di trattenere acqua, è possibile ottenere il legame tra la suzione e il contenuto d'acqua o il grado di saturazione del terreno in esame; tale curva è funzione della granulometria del materiale. In letteratura esistono molti modelli che descrivono il comportamento idraulico in terreni parzialmente saturi. Tra i più comuni, e in questo caso utilizzato, c'è il modello di Van Genuchten (1980). La formulazione adottata è la seguente:

$$S(\phi_p) = S_{res} + (S_{sat} - S_{res})[1 + (g_a|\phi_p|)^{g_n}]^{g_c} \quad (7.10)$$

dove S_{res} e S_{sat} sono definiti rispettivamente il grado di saturazione residuo e saturazione rispettivamente, g_a , g_n , g_c sono parametri di interpolazione, mentre per la funzione di conducibilità risulta:

$$k_{res}(S) = \max \left[(S_e)^{g_f} \left(1 - \left[1 - S_e \left(\frac{g_n}{g_n-1} \right) \right] \left(\frac{g_n-1}{g_n} \right) \right)^2, 10^{-4} \right] \quad (7.11)$$

dove S_e è il grado di saturazione efficace:

$$S_e = \frac{S - S_{res}}{S_{sat} - S_{res}} \quad (7.12)$$

In funzione della granulometria dei diversi strati sono state scelte le curve di ritenzione da adottare nelle analisi. Di seguito si riportano i parametri delle curve per i diversi stati (tabella 6.1).

Tabella 7.1 – Parametri curva di ritenzione dei materiali

<i>Terreno</i>	θ_0 (-)	θ_r (-)	S_{sat} (-)	S_{res} (-)	g_a (m^{-1})	g_r (-)	g_n (-)
1	0.010	0.439	1	0.02278	3.14	-2.342	1.180
2	0.025	0.403	1	0.06203	3.83	1.250	1.377

7.5.2 I parametri meccanici del modello

La successione stratigrafica del terreno adottata è quella individuata a valle della campagna di prove descritta nel capitolo 4 che ha portato alla definizione del modello geotecnico di sottosuolo (tabelle 4.8), modello preso a riferimento per la definizione dei parametri di resistenza meccanica (angolo di attrito ϕ e coesione c'), del grado di sovraconsolidazione OCR , da cui è stato ricavato il valore del coefficiente di spinta a riposo k_0 . Il modulo di Young è stato valutato, così come già descritto nel capitolo 5, a partire dal profilo di resistenza alla punta q_c ottenuto dalle prove CPT. In particolare definiti i rapporti di resistenza tra i diversi strati q_{ci}/q_{c1} (con q_{ci} valore medio

di resistenza alla punta dello strato i -esimo e con q_{c1} valore medio di resistenza alla punta del primo strato), i moduli di Young del terreno saranno proporzionali ad essi, ossia $E_i = \alpha(q_{ci}/q_{c1})E_1$. Attraverso, quindi un processo iterativo è stato individuato il parametro α tale da riprodurre il comportamento sperimentale del palo (tabella 7.2). Per lo strato di tufo (dai 5.6 ai 9m) sono stati adottati parametri tipici per questa tipologia di terreno sia in termini di rigidezza che resistenza.

Tabella 7.2 – Parametri del modello numerico assegnati al terreno

Terreno		z (m)	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c' (kPa)	OCR (-)	k_0 (-)	β_0 (-)	E/E_1 (-)	E (MPa)	ν' (MPa)
1	<i>a</i>	0÷1	15	35		6	1	0.6	1	35	
	<i>b</i>	1÷2									
2		2÷4,8	15	35	0	2	0.7	0.4	3.4	119	0.3
3		4.8÷5.6	15	39		5	0.9	-	7.1	248.5	
4		5.6÷9	15	39		1	0.4	-	-	500	

Come introdotto nel paragrafo 7.2, al palo invece, è assegnato un legame costitutivo elastico lineare isotropo definito dai parametri E e ν' . In particolare, il valore del modulo di Young assegnato è stato definito attraverso la procedura descritta nel capitolo 5 che utilizza i risultati della curva carico (Q) - cedimento (w) sperimentali: a partire dalla rigidezza iniziale (intesa come Q/w) del palo e nota la stratigrafia del terreno e le sue proprietà meccaniche, ottenute dall'interpretazione della prova di carico su platea superficiale, utilizzando il codice di calcolo "Napra", è stato valutato il modulo E tale da riprodurre il valore di $K=Q/w$ sperimentale. I valori di E e ν' sono riportati in tabelle 7.3.

Tabella 7.3 – Parametri del modello attribuiti al palo

Palo	E (Gpa)	ν' (-)
Singolo	2.3	0.15

Come già accennato nel paragrafo 7.3.1, per individuare il valore di β da attribuire ai diversi strati, tale da riprodurre il comportamento sperimentale è stata definita un'analisi ha ritroso. I risultati ottenuti in termini di β sono mostrati in tabella 7.4. Si nota come il valore di β risulta sicuramente molto elevato ma congruente con i risultati sia numeri che sperimentale presenti in letteratura (Mascaricci (2012), Loukidis e Salgado (2008), Caputo et al. (1993)).

Tabella 7.4 – Valori di β calibrati lungo il fusto del palo

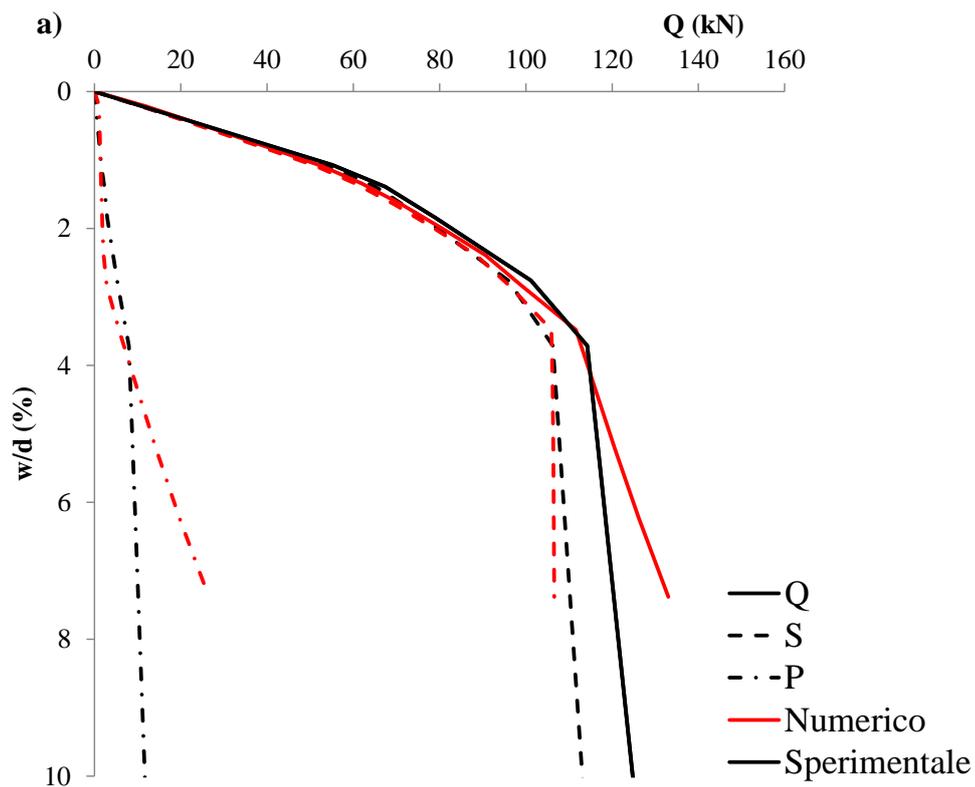
<i>Terreno</i>	<i>z (m)</i>	<i>β_{b-a} (-)</i>
1	0÷2	2.5
2	2÷4	0.5

In figura 7.12 è mostrato il confronto tra la simulazione numerica e i risultati sperimentale in termini:

- Curva carico totale - cedimento medio adimensionalizzato rispetto al diametro del palo (Q(kN)-w/d(%));
- Resistenza laterale - cedimento medio adimensionalizzato rispetto al diametro del palo (S(kN)-w/d(%));
- Resistenza alla punta - cedimento medio adimensionalizzato rispetto al diametro del palo (S(kN)-w/d(%));
- Resistenza alla punta - cedimento medio adimensionalizzato rispetto al diametro del palo (S(kN)-w/d(%));
- Curva di trasferimento delle tensioni tangenziali medie lungo il fusto del palo (τ (kPa)-w/d(%));
- Curve di trasferimento delle tensioni tangenziali lungo i due conci individuati sperimentalmente (vedi figura 3.15) (Concio 1: τ_1 (kPa)-w/d(%); Concio 2: τ_2 (kPa)-w/d(%)).

I risultati delle analisi numeriche mostrano un buon accordo con i risultati sperimentali.

In particolare l'evoluzione delle tensioni tangenziale e quindi della resistenza laterale risultano praticamente sovrapposte, ad indicare che i parametri utilizzati del modello, seppur semplificato, permettono di ottenere gli stessi risultati sperimentali. La resistenza alla punta, invece, mostra, fino alla completa mobilitazione della resistenza laterale, un andamento molto vicino al dato sperimentale. Al di là di tale valore di carico, essa cresce molto più velocemente di quella sperimentale. Ciò potrebbe essere giustificato tenendo conto che, essendo il palo di piccole dimensioni ($d=0.15\text{m}$) in sito, dopo la mobilitazione della resistenza laterale, cede molto velocemente se soggetto anche ad un ulteriore incremento di carico; meccanismo che non riesce ad essere riprodotto dal modello numerico essendo esso valido per piccole deformazioni.



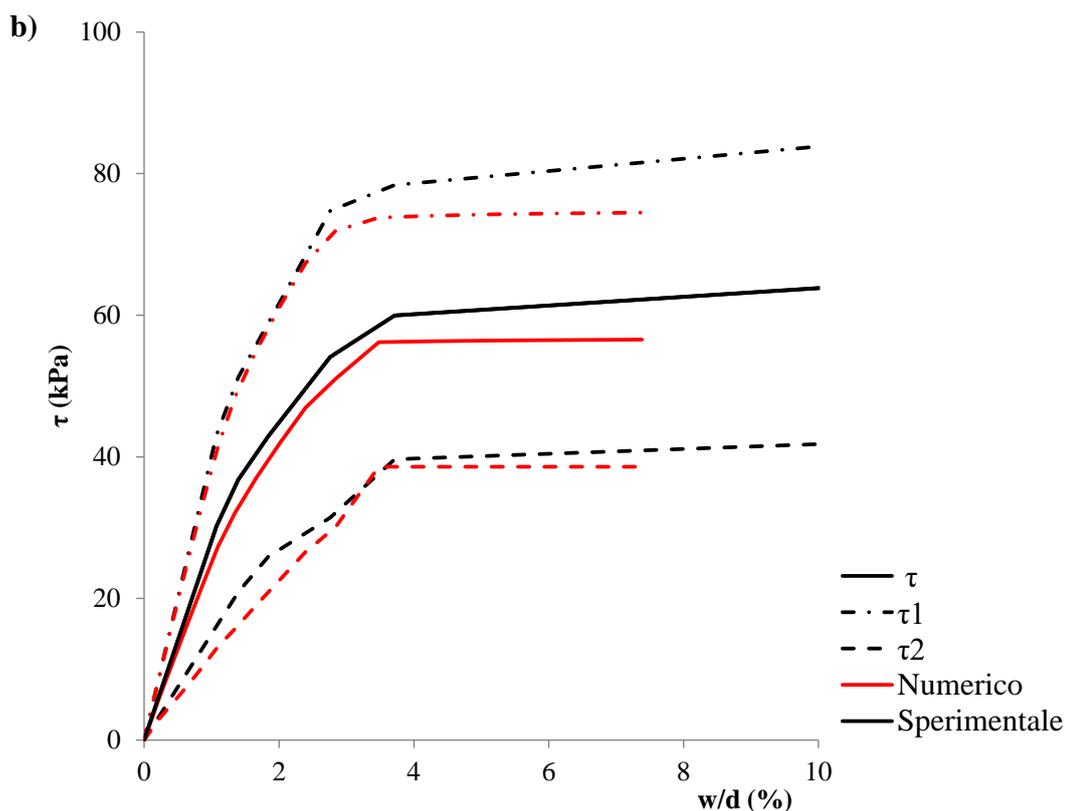


Figura 7.12– Confronto risultati sperimentale e analisi numeriche – palo singolo:
 a) evoluzione Q, S, P (kPa) – w/d (%); b) curve di trasferimento τ, τ_1, τ_2 (kPa) – w/d (%)

7.5.3 Influenza dei parametri sulla risposta del palo singolo

Nel paragrafo 7.5.1 sono stati descritti due aspetti che influenzano in maniera significativa il comportamento del palo singolo ed in particolare l'evoluzione delle tensioni tangenziali che nascono all'interfaccia palo terreno:

- la *suzione*, negli stati di terreno al di sopra del livello di falda
- il *coefficiente* β che, come analizzato precedentemente, tiene intrinsecamente conto di parametri quali l'addensamento e il confinamento del terreno, lo spessore di terreno dove si sviluppano le deformazioni distorsive durante le prove di carico, ecc..

Si vuole quindi indagare l'importanza di tali parametri sulla risposta del palo. Sono stati confrontati i risultati di modellazioni numeriche che tengono o meno in conto tali aspetti. In tabella 7.5 si riporta per ogni analisi eseguita i

parametri utilizzati, i valori di tensione tangenziale massima dei due conci in cui il palo è stato suddiviso, la resistenza laterale S , il carico totale con cui essa viene attinta, e il cedimento in corrispondenza del quale si raggiunge tale valore. In figura 7.13 si confrontano i risultati di tali analisi ponendo l'attenzione sull'evoluzione della resistenza laterale e sulle curve di trasferimento.

È evidente che trascurare entrambi gli aspetti comporta una stima della resistenza laterale nettamente inferiore a quella reale (sperimentale), infatti la resistenza laterale sperimentale risulta circa 3 volte maggiore di quella che si ottiene considerando $\beta = \beta_0$ e trascurando la condizione di parziale saturazione dei terreni. Come si può vedere, influenza del parametro β è più rilevante, ma trascurando la parziale saturazione si ottiene una S poco meno della metà, mentre considerare $\beta = \beta_0$, porta ad una stima di S di più di 2 volte minore. Inoltre si vede come l'influenza maggiore si risente per il primo strato e quindi per la tensione tangenziale mobilitata lungo il concio 1, sia per il parametro β (più alto perché più superficiale), sia per la suzione che avendo un comportamento lineare a partite dal livello di falda risulta maggiore a profondità minori.

Tabella 7.5– Influenza dei parametri sulla risposta del palo singolo

<i>Analisi</i>	β (-)	<i>Suzione</i>	τ_{1max} (kPa)	τ_{2max} (kPa)	S (kN)	Q (kN)	w/d (%)	$\Delta\tau_{1max}$ (-)	$\Delta\tau_{2max}$ (-)	ΔS (-)
1	β_0	NO	13,3	25,6	36,7	39,3	1,8	-	-	-
2	β_{b-a}	NO	42,3	27,4	65,7	63,4	2,3	3,2	1,1	1,8
3	β_0	SI	22,6	26,8	46,5	49,0	1,94	1,7	1,0	1,3
4	β_{b-a}	SI	79,8	30,4	103,9	109,5	3,48	6,0	1,2	2,8

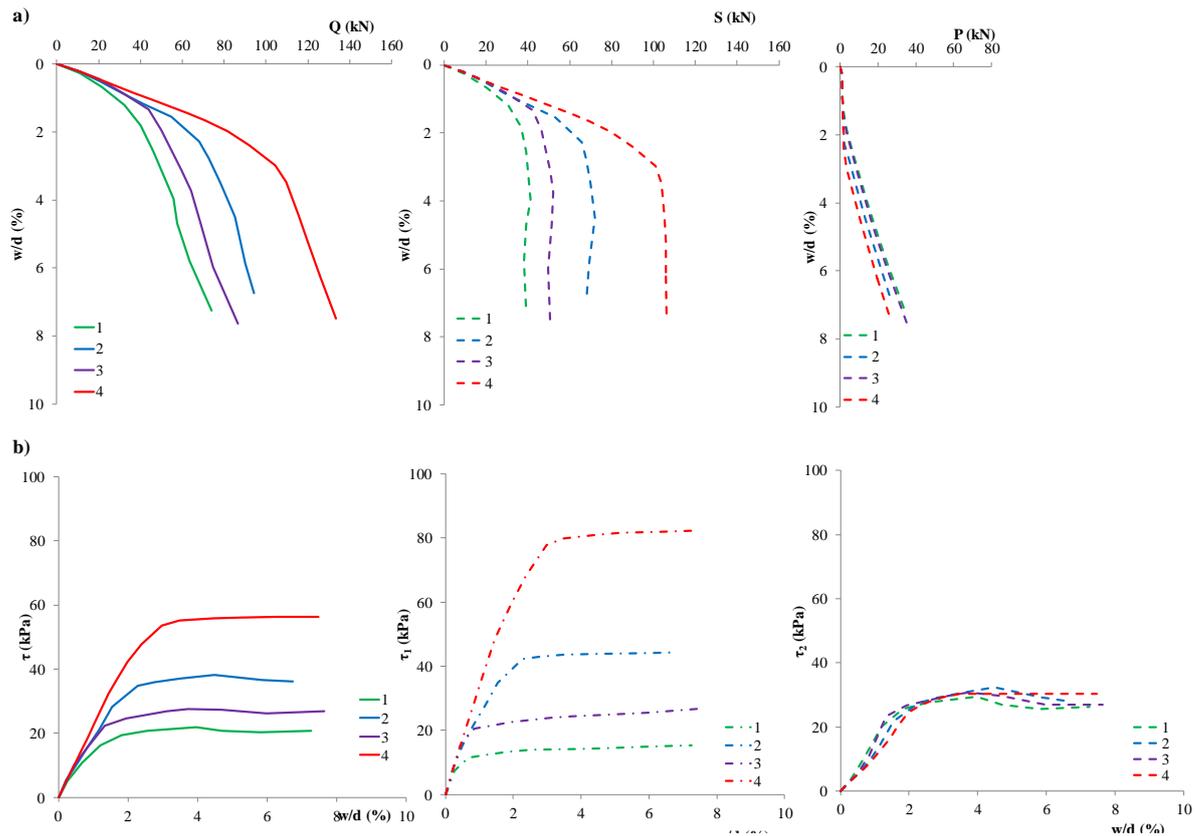


Figura 7.13 – Influenza dei parametri sulla risposta del palo singolo :

a) evoluzione Q, S, P (kPa) – w/d (%); b) curve di trasferimento τ, τ_1, τ_2 (kPa) – w/d (%)

7.6 Platea superficiale: il modello numerico

Definiti parametri meccanici del terreno, ottenuti dalle analisi condotte sul palo singolo, è stato definito un modello numerico per analizzare il comportamento della platea superficiale. La platea è stata schematizzata come elemento di volume a cui è stato assegnato un legame costitutivo elastico lineare isotropo attribuendo un modulo di Young pari a quello ottenuto dalle prove di compressione uniassiale sui cubetti di calcestruzzo prelevati durante la fase di realizzazione di essa. In tabella 7.6 si riportano i parametri del modello attribuiti alla platea. In figura 7.14 si riporta il confronto tra i risultati ottenuti dalla simulazione numerica e quelli sperimentali in termini di curva Q (kPa) – w/d (%). Si nota come il modello coglie perfettamente il tratto elastico della curva carico (Q) – cedimento (w/d), ma non è in grado di prevedere la rottura. La modellazione numerica

mostra un comportamento lineare fino ai livelli di carico a cui è stata spinta in sito. Questo aspetto dovrà essere tenuto in conto nelle analisi su platea su pali, dove il diverso comportamento tra simulazione e risultati sperimentali della platea, inficerà sul livello di carico massimo a cui far riferimento.

Tabella 7.6 – Parametri del modello attribuiti alla platea superficiale

Platea	E (Gpa)	ν' (-)
Superficiale	17.2	0.15

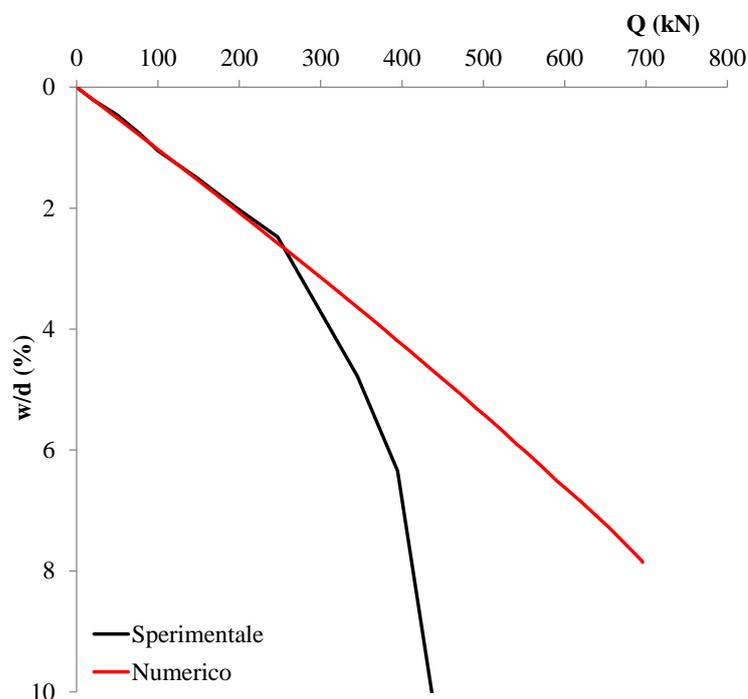


Figura 7.14– Confronto risultati sperimentale e analisi numeriche: platea superficiale

In figura 7.15 a e b. sono mostrati i profili degli incrementi di tensione verticale e orizzontale efficaci, rispettivamente $\Delta\sigma'_z$ e $\Delta\sigma'_x$ in funzione di z/l , con l lunghezza del palo, per diversi valori del rapporto x/L , con L lunghezza della platea. La figura 6.16 riposta i profili di $\Delta\sigma'_x$ in funzione di x/L per diversi valori di z/l . I valori di $\Delta\sigma'_z$ e $\Delta\sigma'_x$ che sono calcolati come la differenza tra il valore corrente delle tensioni verticali e orizzontali efficaci e il valore dello

stato tensionale iniziale σ'_{z0} e σ'_{x0} sono riportati nelle figure 7.15 e 7.16. per 7 valori di carico differenti in un range tra 99.7kN e 659.8kN.

Le figure mostrano una significativa concentrazione di tensioni sotto la platea fino a profondità minori di 0.5 z/l, essi diminuiscono all'aumentare della profondità e diventano praticamente trascurabili per profondità superiori a z/l=1. Come ci si aspetta la concentrazione di tensioni al di sotto della platea è maggiore lungo bordi (x/L=1) piuttosto che al centro (x/L=0).

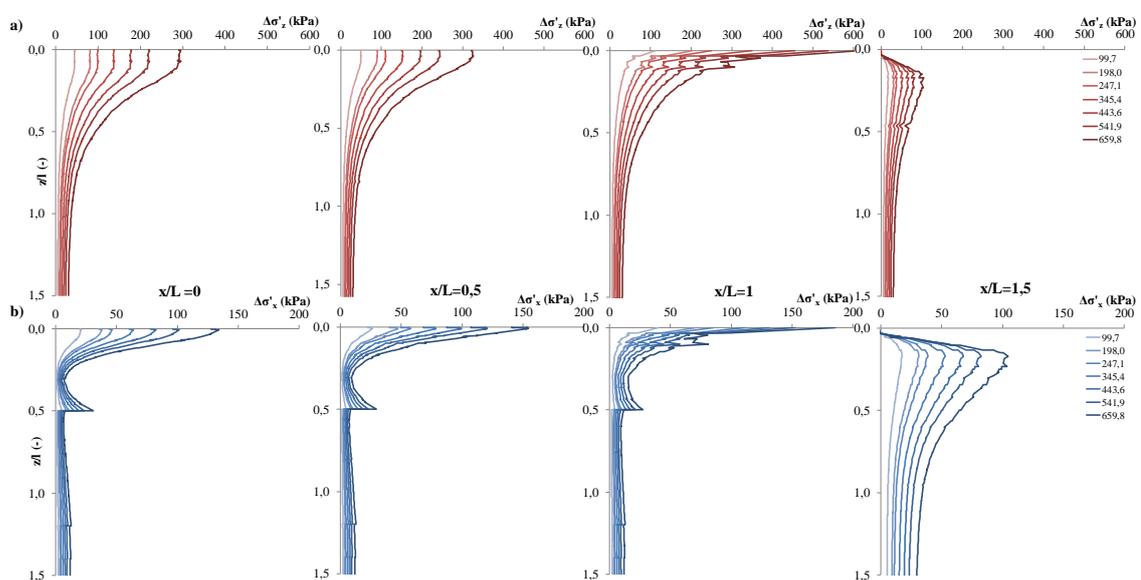


Figura 7.15 – Modellazione numerica platea superficiale: a) profilo degli incrementi di tensione efficace verticale $\Delta\sigma'_z$ in funzione di z/l per diversi valori di x/L e di livello di carico Q ; b) profilo degli incrementi di tensione efficace orizzontale $\Delta\sigma'_x$ in funzione di z/l per diversi valori di x/L e di livello di carico Q

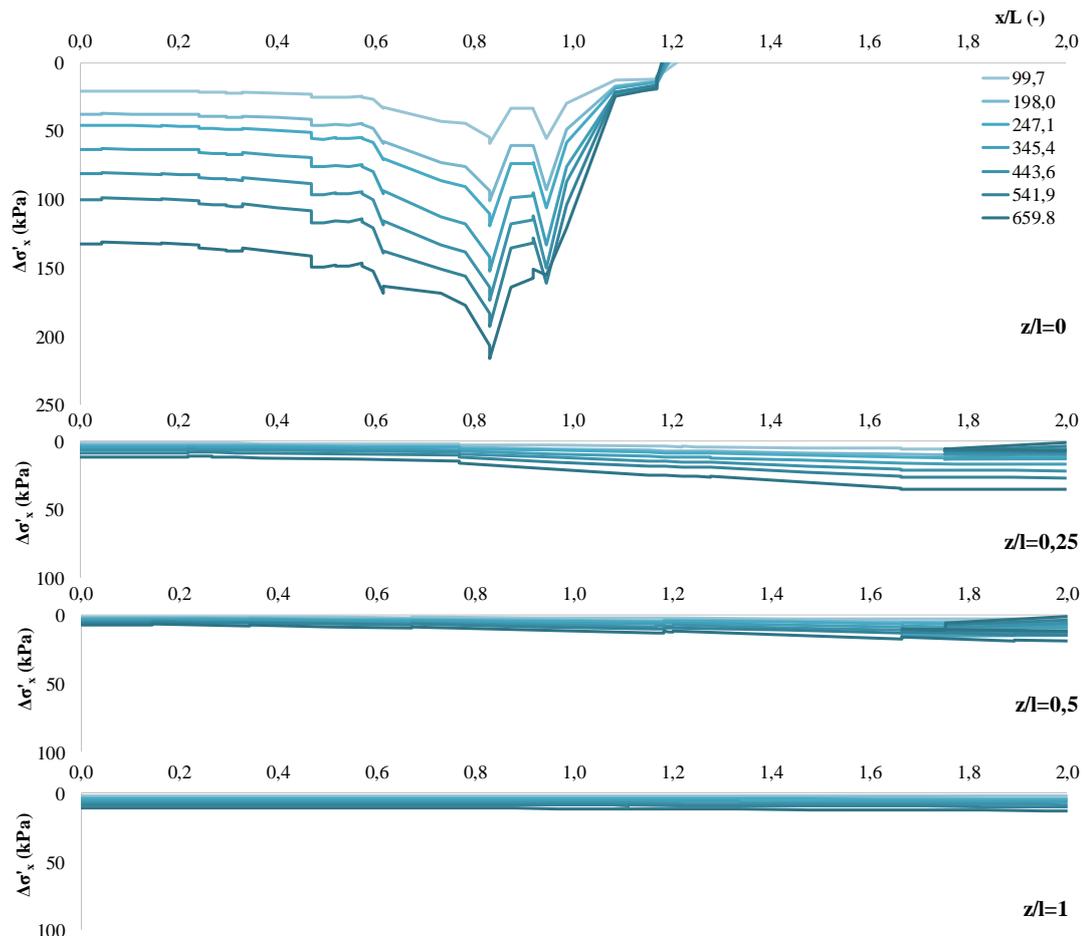


Figura 7.16 – Modellazione numerica platea superficiale: profilo degli incrementi di tensione efficace orizzontale $\Delta\sigma'_x$ in funzione di x/L per diversi valori di z/l e di livello di carico Q

7.6.1 Influenza dei parametri sulla risposta della platea superficiale

Come per il palo singolo, è stata valutata l'influenza, sul comportamento della platea superficiale, di parametri quali β e suzione. Di seguito si riportano le analisi condotte al variare di essi (tabella 7.7 e figura 7.17).

Si nota come, a differenza del palo singolo, il parametro che maggiormente influenza la risposta del modello è l'introduzione della suzione. In particolare se si fa riferimento ai livelli di carico in cui la curva sperimentale mostra un tratto lineare (circa 250 kN), considerare la suzione porta ad una diminuzione di cedimento del 34%, mentre considerare $\beta = \beta_{b-a}$ riduce il cedimento del 16%, circa la metà del caso precedente. In definitiva, l'utilizzo di tali parametri comporta una riduzione di più della metà del cedimento (tabella 7.7 e figura 7.18).

Tabella 7.7 – Influenza dei parametri sulla risposta della platea superficiale

Analisi	β (-)	Suzione	$(w/d)_{lineare}$ (%)	$k_i=Q/w$ (kN/mm)	Δw (%)
1	β_0	NO	4,08	40,4	-
2	β_{b-a}	NO	3,42	48,1	16
3	β_0	SI	2,58	61,4	34
4	β_{b-a}	SI	2,58	63,8	58

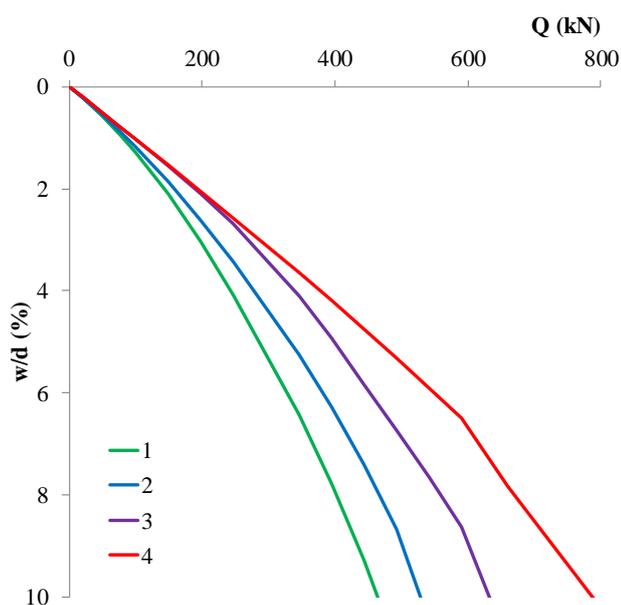


Figura 7.17 – Influenza dei parametri sulla risposta della platea superficiale: evoluzione Q (kPa) – w/d (%)

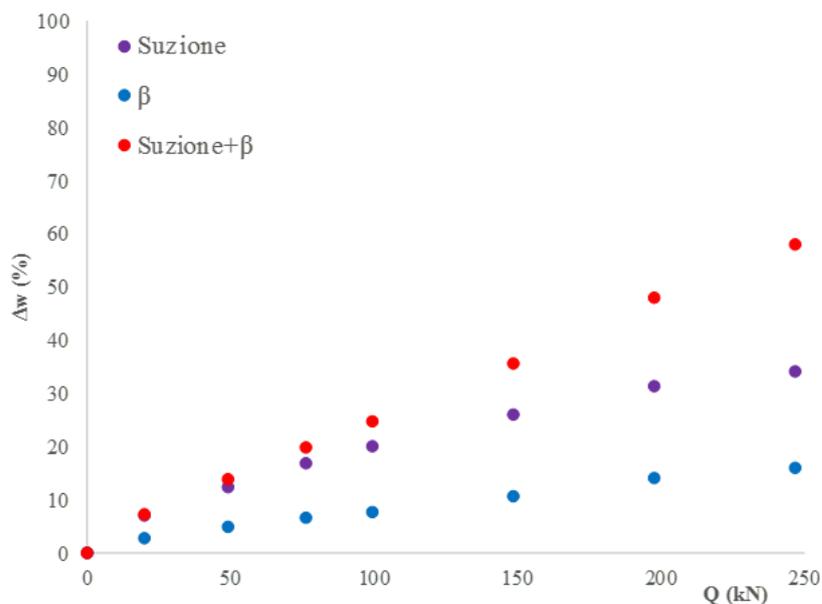


Figura 7.18 – Influenza dei parametri sulla risposta della platea superficiale: riduzione degli spostamenti al variare del carico applicato.

7.7 Gruppo di pali: il modello numerico

Come già descritto nel capitolo 4, il gruppo di pali è caratterizzato da 5 pali aventi le stesse dimensioni geometriche del palo singolo, uniformemente distribuiti al di sotto della struttura di collegamento con un interrasso s pari a 4 volte il diametro del palo. Uno strato di polistirolo è stato interposto tra platea e terreno per consentire il trasferimento dei carichi applicati direttamente al terreno e inibire il contributo della platea di collegamento. Nel capitolo 4 è stata descritta in maniera dettagliata la posizione dei pali all'interno dell'area di impronta della fondazione (tabella 4.9) ed è indicata l'eccentricità del carico applicata rilevata in sito (tabella 5.1). La modellazione numerica di tale modello di fondazione ha tenuto conto di tali asimmetrie. Inoltre come descritto nel capitolo 6 da un'analisi semplificata con il programma di calcolo Napra sono stati definiti i moduli elastici E da assegnare ai diversi pali del gruppo tali da riprodurre il comportamento sperimentale.

Il modello di terreno utilizzato è stato calibrato per l'interpretazione del palo singolo e della platea superficiale (tabella 7.2 e 7.4). Per la schematizzazione dello strato di polistirolo, è stato introdotto al tetto di esso uno strato dello spessore di 9 cm (spessore reale del polistirolo) a cui è stato associato un modello costitutivo elastico lineare isotropo con una rigidezza 4 ordini di grandezza minore di quella del terreno ($E_{\text{polistirolo}} = 0.01 \text{MPa}$) e un coefficiente di Poisson $\nu = 0.15$. Alla platea di collegamento, è stato attribuito un comportamento infinitamente rigido.

In figura 7.19 si riportano i risultati in termini di curva carico totale applicato alla fondazione Q_{TOT} - cedimento estrapolato in testa ai pali w_i/d .

I risultati numerici sono in buon accordo con la sperimentazione, a conferma che i parametri del modello adottato risultano essere idonei a descrivere il comportamento delle opere analizzate. È quindi possibile individuare la ripartizione del carico totale sui diversi pali, e le aliquote di resistenza laterale

S e alla punta P (figura 7.20), attraverso l'individuazione dell'evoluzione delle tensioni tangenziali lungo il fusto dei pali (figura 7.21).

In tabella 7.8 Sono indicati i valori di Q, S, P e w/d per ogni pali in corrispondenza del livello di carico che mobilita la massima resistenza laterale dei singoli pali. Si nota come la variabilità della resistenza laterale massima mobilitata tra i diversi pali risulta essere molto piccola (ΔS è valutato come rapporto tra la differenza del valore corrente di S e il valor medio di essa per i diversi pali e il valor medio stesso), $\Delta S < 5\%$, questo ad indicare che i pali presentano un comportamento simile in prossimità alla rottura. Si fa riferimento alla resistenza laterale e non al carico totale, perché esso è influenzato dalla resistenza alla punta che come già precisato paragrafo 7.5.2 il modello non è in grado di cogliere in maniera accurata.

Tabella 7.8– Carico Q, resistenza laterale S, alla punta P, e cedimento w/d in corrispondenza della completa mobilitazione della resistenza laterale

<i>Palo</i>	<i>Q</i> (kN)	<i>S</i> (kN)	<i>P</i> (kN)	<i>w/d</i> (%)	ΔS (%)
1	109,0	96,2	12,8	2,4	-4,0
2	123,9	97,1	26,8	3,1	-3,0
3	116,4	102,5	13,9	2,4	2,3
4	115,3	102,8	12,4	2,2	2,7
5	120,9	102,1	18,9	3,3	1,9

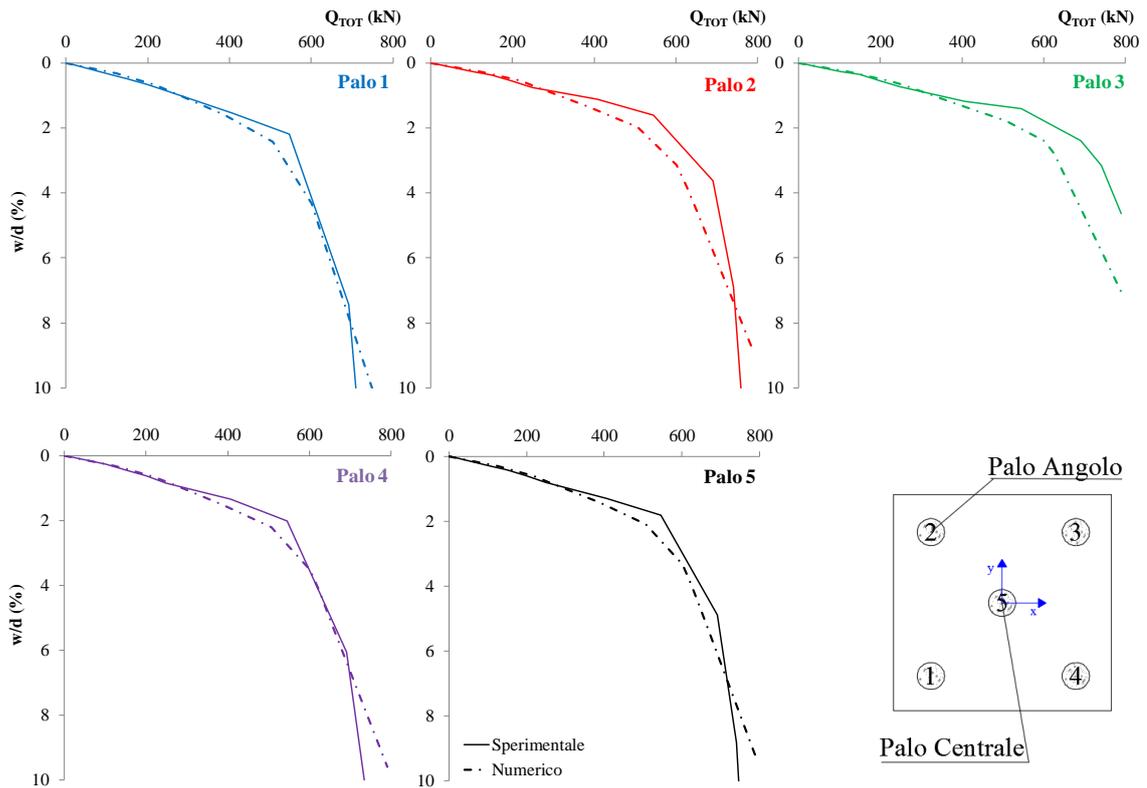


Figura 7.19 – Modellazione numerica gruppo di pali: evoluzione curve carico totale applicato (Q_{TOT} (kN)) – cedimento in testa ai pali adimensionalizzato rispetto al diametro (w/d (%)).

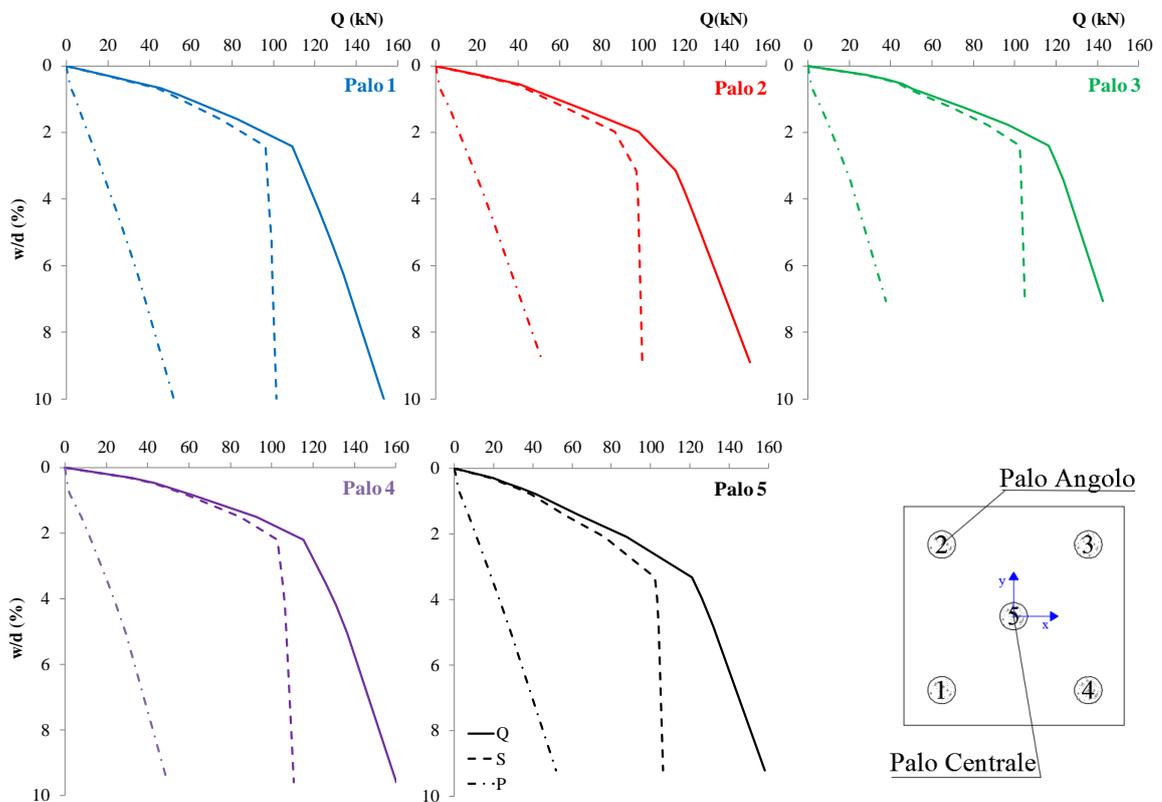


Figura 7.20 – Modellazione numerica gruppo di pali: curve carico applicato in testa Q , resistenza laterale S e alla punta P in funzione del cedimento adimensionalizzato w/d

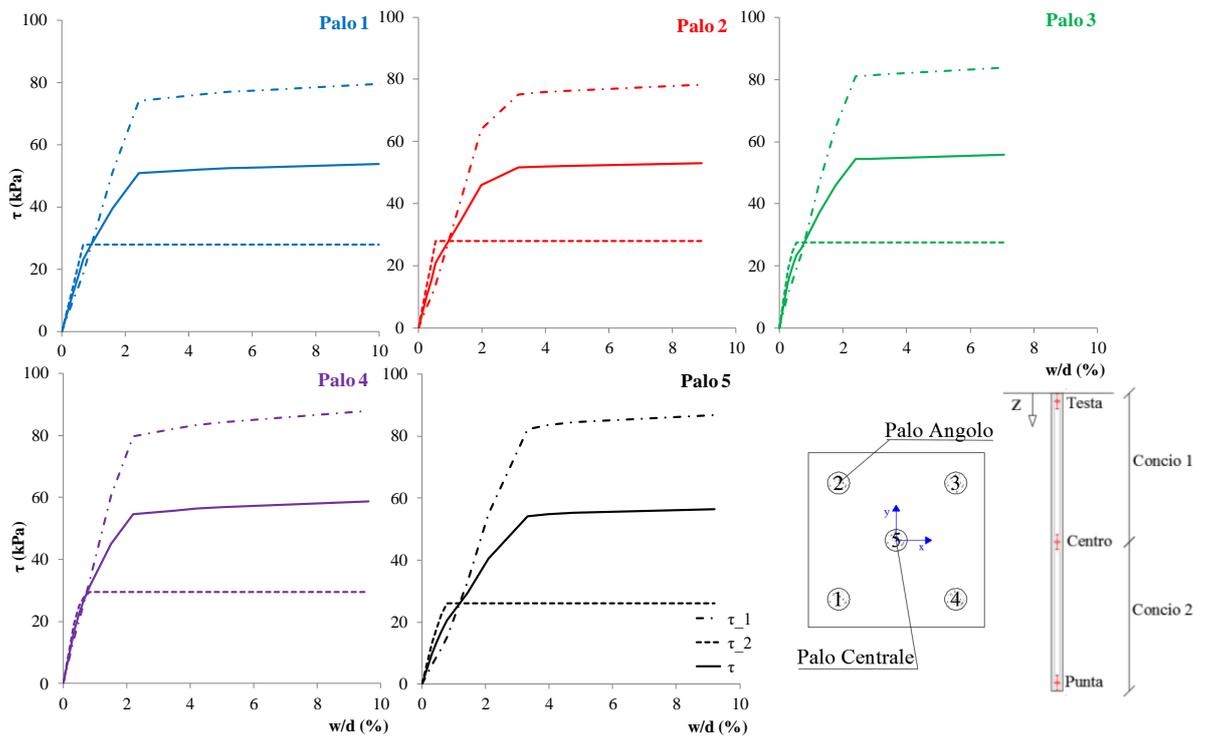


Figura 7.21 – Modellazione numerica gruppo di pali: curve di trasferimento τ, τ_1, τ_2 (kPa) – w/d (%)

7.7.1 Gruppo di pali: confronto sperimentale – numerico

Dall'elaborazione dei risultati ottenuti dal modello numerico sul gruppo di pali è stata ricavata la curva carico Q – cedimenti w/d sui due pali strumentati in sito: il palo centrale (Palo 5) e il palo d'angolo (Palo 2). Noto il valore di Q_i ad ogni step di carico e valutate le deformazioni in testa ai 2 pali strumentati agli stessi step di carico (tabella 7.9), sono state ricavati i moduli elastici E al variare delle tensioni σ agenti alla testa del palo:

$$E_i = \frac{\left(\frac{Q_i}{\varepsilon_i}\right)}{A} \quad (7.13)$$

$$\sigma_i = \frac{Q_i}{A} \quad (7.14)$$

La figura 7.22 Mostra il confronto tra i moduli elastici ricavati da:

- *Analisi numeriche;*
- *Prove di compressione uniassiale:* è indicato l'intervallo tra il valore minimo e massimo del modulo di rigidezza della sezione omogeneizzata del palo considerano i risultati delle prove di compressione uniassiali sui cubetti di calcestruzzo prelevati durante la fase di getto (tabella 4.19);
- *Palo singolo:* valore del modulo di rigidezza valutato, come descritto nel capitolo 6, attraverso l'interpretazione dei dati della prova di carico su palo singolo.

Il grafico mostra un buon accordo tra i valori sperimentali e quelli numerici, infatti fino al livello di carico tale da mobilitare la resistenza laterale dei pali (corrispondente ad una tensione $\sigma=6\text{MPa}$), il modulo E dei due pali strumentati ricavati dalla modellazione numerica ricadono all'interno della fascia di variabilità del modulo E ricavato dalle prove uniassiali il cui valore medio é pari a 14.3 GPa. Inoltre il valore ottenuto dai dati del palo singolo ($E=14.8\text{GPa}$) può essere preso a riferimento come valore da assegnare ai pali del gruppo. La figura 7.23 mostra il confronto tra le curve carico Q-cedimento w/d ottenute dalla modellazione numerica e le curve sperimentali ricavate utilizzando il valore di rigidezza ricavato dalla prova su palo singolo. I risultati sono soddisfacenti per tutto il tratto di iniziale elastico, successivamente i due risultati divergono.

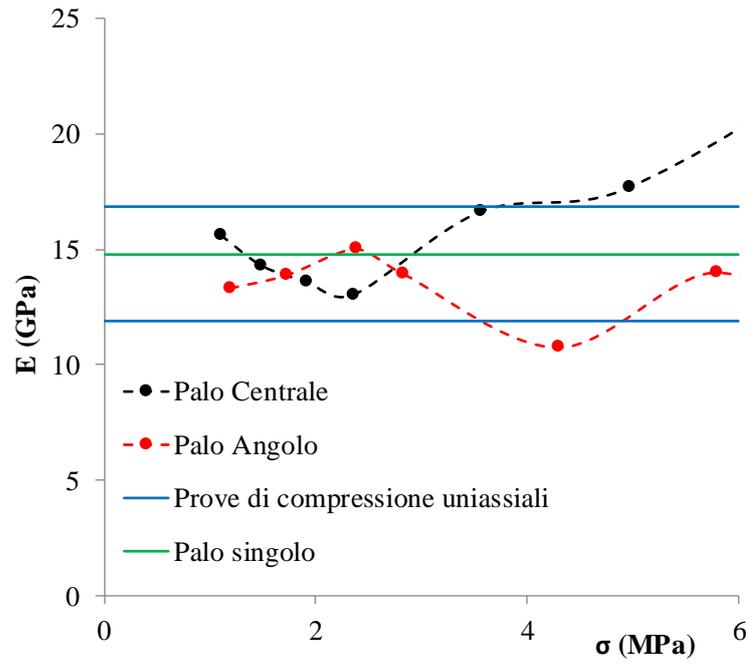


Figura 7.22 – Modellazione numerica gruppo di pali: rigidezze dei pali strumentati- confronto tra risultati numerici e sperimentali.

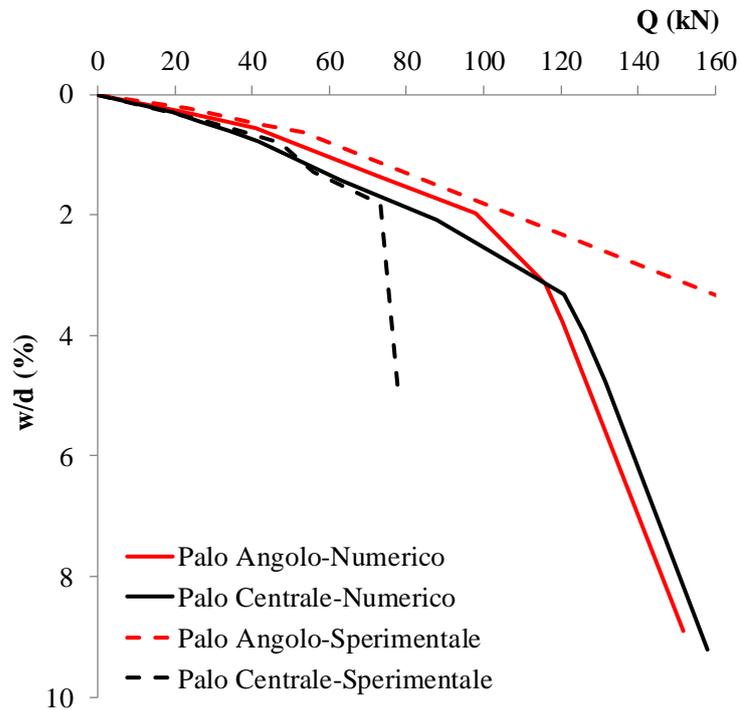


Figura 7.23 – Modellazione numerica gruppo di pali: Curve carico Q –cedimento adimensionalizzato w/d dei pali strumentati-confronto tra risultati sperimentale e numerici

7.8 Platea su pali: il modello numerico

Così come per il gruppo di pali, le analisi numeriche condotte per la platea su pali considerano:

- La reale posizione dei pali al di sotto della platea (tabella 4.9),
- L'eccentricità del carico rilevata il sito (tabella 5.1)
- La diversa rigidezza dei pali, valutata con la procedura indicata nel capitolo 6.

I parametri del modello di terreno adottato sono gli stessi di quelli ottenuti dall'analisi del palo singolo (tabella 7.2 e 7.4) e validati dalle analisi sulla platea superficiale e sul gruppo di pali.

I parametri della struttura di collegamento, in particolare il modulo di Young E , sono ottenuti dalle prove di compressione uniassiali su cubetti di calcestruzzo prelevati durante la fase di getto della platea (tabella 4.13)

In figura 7.23 sono riportati i risultati in termini di curve carico totale applicato in testa Q_{TOT} e cedimento adimensionalizzato w/d in corrispondenza della testa dei pali della fondazione. Si vede come, fino al tratto lineare, i risultati sono in buon accordo con i dati sperimentali. Tali risultato è da attribuirsi al differente comportamento riscontrato per la platea superficiale (figura 7.14), dove la modellazione numerica è in grado di cogliere il comportamento sperimentale solo fino al tratto elastico, corrispondente ad un livello di carico applicato pari a 247 kN. Tale aspetto influenza la risposta del modello di platea su pali dove la struttura di collegamento interviene nel trasferimento dei carichi al terreno. Nelle successive elaborazioni, per tener conto di ciò, si considerano attendibili i soli step di carico, in cui il contributo dalla platea sia al massimo pari al valore per cui il modello numerico della platea superficiale riproduca il comportamento sperimentale. In figura 7.24 si riporta la curva carico – cedimento della platea su pali e la ripartizione di tale carico tra pali e piastra. Quindi si può osservare come il carico massimo da considerare è pari a 617 kN ossia quando il carico trasferito al terreno dalla platea è pari a 243 kN.

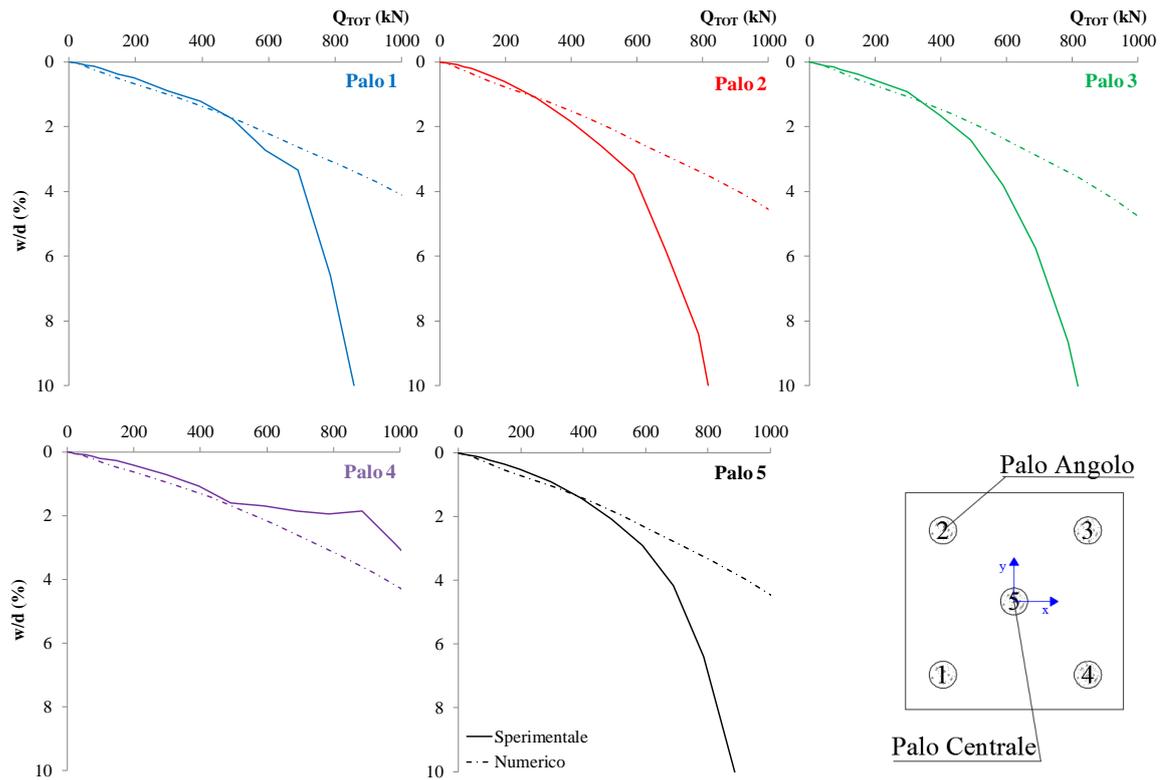


Figura 7.23 – Modellazione numerica platea su pali: evoluzione curve carico totale applicato (Q_{TOT} (kN)) – cedimento in testa ai pali adimensionalizzato rispetto al diametro (w/d (%)).

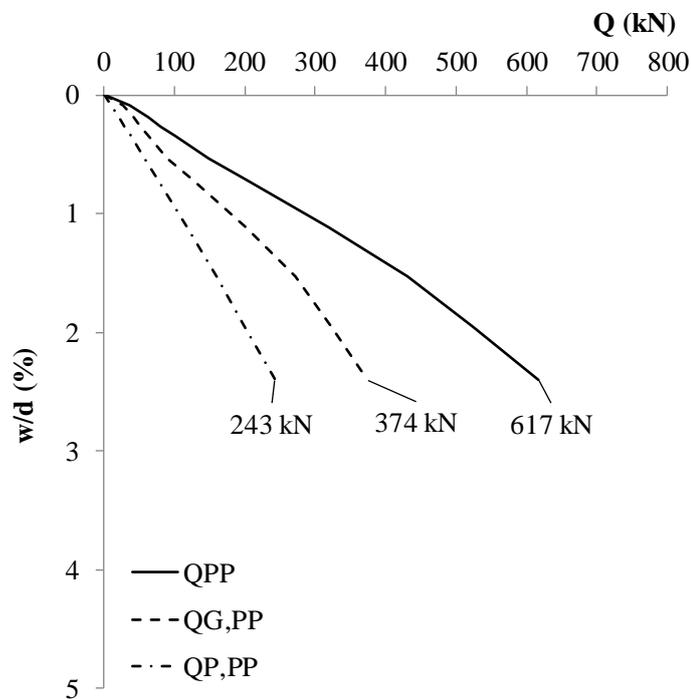


Figura 7.24 – Modellazione numerica platea su pali: Curva carico Q_{PP} ; $Q_{G,PP}$, $Q_{P,PP}$ – cedimento adimensionalizzato w/d (%).

La figura 7.25 mostra il "Load sharing" del carico: sin dai primi livelli di carico la platea entra in contatto con il terreno trasferendo circa il 30% del carico applicato, fino ad un valore di circa il 40% per il livello di carico massimo considerato.

Tali valori di ripartizione del carico risultano congruenti con quelli ottenuti dalle analisi parametriche trattate nel capitolo 3.

Per poter confrontare i dati ottenuti dalle analisi parametriche con il risultato sperimentale si sono considerate le seguenti parametri:

- l/d : per le analisi al variare della lunghezza;
- s/d : per le analisi parametriche al variare del numero di pali;
- K_{sr} : per le analisi al variare dello spessore della platea.

In particolare la rigidezza relativa K_{rs} è stata valutata secondo la relazione di Horikoshi e Randolph (1998).

Di seguito si riporta la sovrapposizione delle curve di distribuzione del carico ottenute nel capitolo 3 con i risultati sperimentali.

Si fa riferimento alle analisi parametriche effettuate su una distribuzione di pali uniforme al di sotto della platea, essendo la platea sperimentale realizzata con le stesse modalità.

Nel capitolo 3 è stato evidenziato che all'aumentare della rigidezza relativa platea – palo K_{rs} , l'aliquota di carico trasferita alla platea aumenta. Tale risultata è in accordo con i risultati della sperimentazione: il valore di K_{rs} per la platea sperimentale, pari a 356, risulta maggiore

Si nota come nel caso di analisi al variare della rigidezza relativa platea – terreno, i risultati sperimentali risultano essere congruenti con le analisi parametriche, infatti, già a bassi livelli di cedimento, considerato che il valore di K_{rs} , valutato per la platea sperimentale, pari a 356, è maggiore del massimo analizzato, si ha una percentuale di carico traferito dalla platea maggiore di quello attenuato dalle analisi parametriche. All'aumentare dei cedimenti tale differenza tende a diminuire e le curve $Q/Q_{pp-w/d}$ della platea sperimentale tende ad appoggiarsi ai casi di fondazione rigida ($K_{rs}=10$, $K_{rs}=117$) (figura 7.26c).

Per quanto riguarda il caso di lunghezza variabile dei pali, le analisi hanno previsto una variabilità tra $20.8 < l/d < 83.3$. Il caso sperimentale è caratterizzato da $l/d = 26.6$. Poiché i risultati delle analisi numeriche hanno mostrato come all'aumentare di l/d il carico applicato ai pali tende ad aumentare, appare evidente come i risultati ottenuti non sono congruenti ai risultati ottenuti nel capitolo 3, essendo l'aliquota Q_G/Q_{PP} minore di quella attesa, compresa tra il caso $20.8 < l/d < 28.3$ (figura 7.26 b). E' possibile giustificare tale comportamento se si sottolinea che le analisi al variare della lunghezza sono state effettuate per fondazioni con $K_{rs}=0.4$ e $s/d = 8.3$, essendo la platea su pali sperimentale caratterizzata da K_{rs} maggiore di 3 ordini di grandezza ($K_{rs,sperimentale} = 356$) si ha una forte dipendenza da esso e quindi una percentuale di carico trasmessa dalla platea maggiore rispetto al caso analizzato nelle analisi seppur con lo stesso valore di l/d . Si nota come la rigidezza relativa risulta essere predominante anche sul rapporto s/d , infatti, anche se $s/d_{sperimentale}$ è circa la metà rispetto al valore con cui è stata condotta l'analisi parametrica al variare della lunghezza dei pali, il valore di Q_P/Q_{PP} sperimentale risulta comunque maggiore di quello ottenuto parametricamente.

Del tutto analogo è il risultato in riferimento alle analisi al variare del rapporto s/d . In particolare a $s/d_{sperimentale} = 4$ si ha un valore di Q_P/Q_{PP} elevato rispetto a quello atteso, valore giustificato dalla differenza di rigidezza relativa platea terreno con cui analisi parametriche e sperimentali sono state condotte.

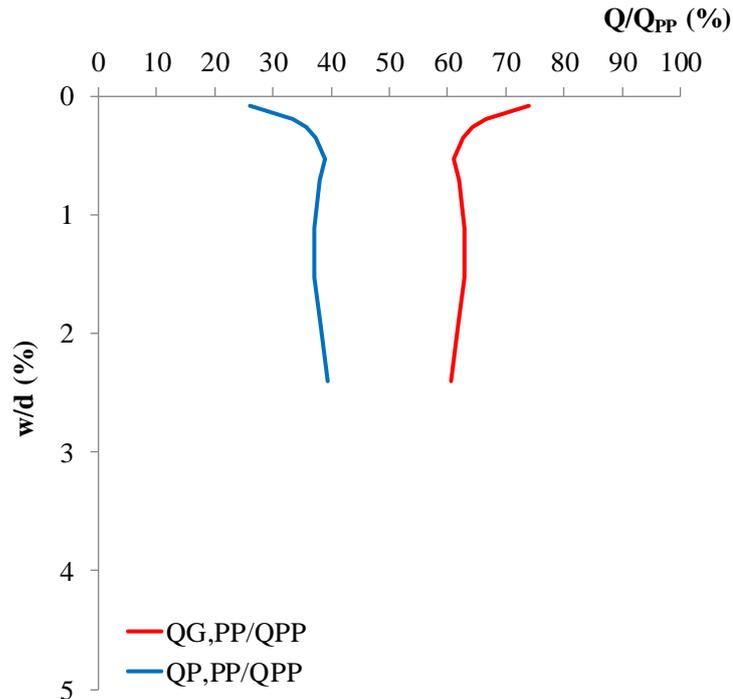


Figura 7.25 – Modellazione numerica platea su pali:
 Meccanismo di trasferimento dei carichi "Load sharing" della platea su pali

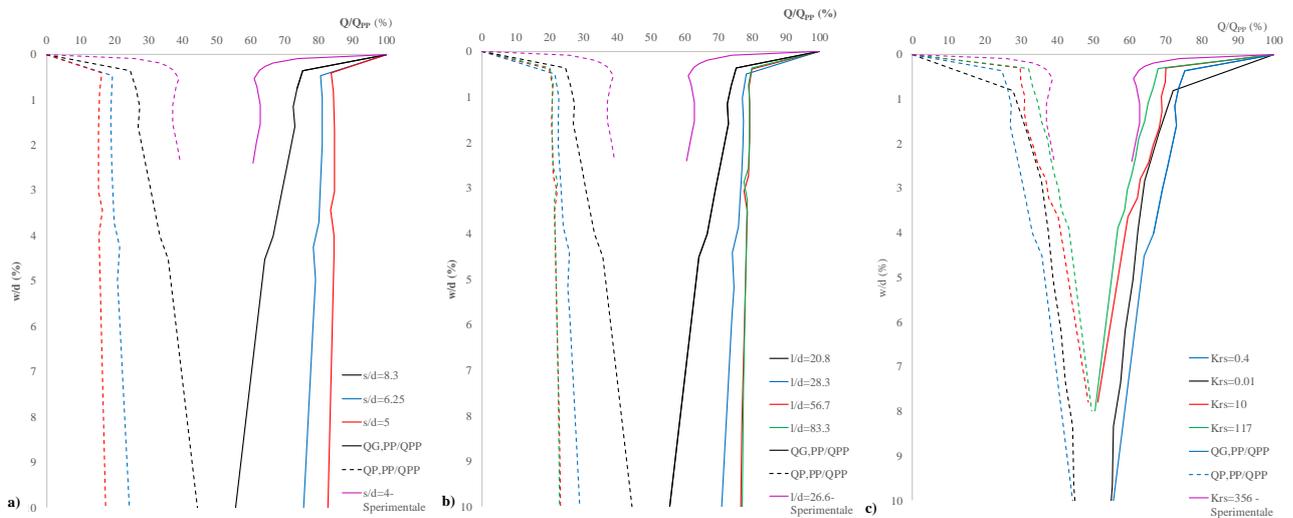


Figura 7.26 – Confronto risultati platea sperimentale-analisi parametriche: analisi al variare di
 a) s/d ; b) l/d ; c) K_{rs}

A fronte dei risultati numerici, non è stato possibile effettuare un riscontro con i dati sperimentali ottenibili dall'uso degli estensimetri, così come fatto per il gruppo di pali, in quanto gli estensimetri posti in testa ai due pali strumentati della platea su pali, sfortunatamente hanno subito dei danni durante la prova compromettendone l'affidabilità.

In virtù di ciò, per investigare l'interazione platea-palo-terreno, successivamente si farà riferimento ai seguenti modelli numerici:

- *Platea superficiale*: il modello considerato è quello descritto nel paragrafo 7.6;
- *Gruppo di pali*: data la variabilità sia in termini geometrici che di caratteristiche meccaniche dei pali realizzati in sito per il gruppo di pali e per la platea su pali, è stato definito un modello numerico che presenta la stessa configurazione della platea su pali, considerando la piastra non a contatto con il terreno. Ciò si ritiene indispensabile perché, essendo il meccanismo di ripartizione del carico "*load sharing*" tra gli elementi che costituiscono la fondazione mista funzione della rigidezza relativa palo-terreno-platea, considerare una rigidezza dei pali diversa tra i modelli di piastra a contatto e non porterebbe a dei confronti non congruenti.
- *Platea su pali*: esse è considerata con le caratteristiche sperimentali.

In figura 7.27 è riportato le curve di trasferimento del carico del gruppo di pali e della platea confrontate con le rispettive curve delle fondazioni isolate.

Si nota come, per la platea superficiale, il comportamento resta praticamente lo stesso all'interno della fondazione mista il termini di rigidezza iniziale, giungendo a valori del carico limite per livelli di cedimento pari a $0.1d$ minori rispetto a quello ottenuto nel modello di platea semplificato; mentre per il gruppo di pali all'interno della fondazione presenta per bassi livelli di carico un comportamento meno rigido di quelli costituenti la fondazione isolata, giungendo anch'esso ad un carico limite minore. In tabella 7.9 sono mostrati i coefficienti di riduzione α per il gruppo di pali e per la platea superficiale in corrispondenza di un cedimento di $0.1d$.

Tabella 7.9 – Coefficienti α_P e α_G

w/d (%)	Q_G (kN)	$Q_{G,PP}$ (kN)	α_G (-)
10	951.4	822.9	0.86

w/d (%)	Q_P (kN)	$Q_{P,PP}$ (kN)	α_P (-)
10	876.6	723.0	0.82

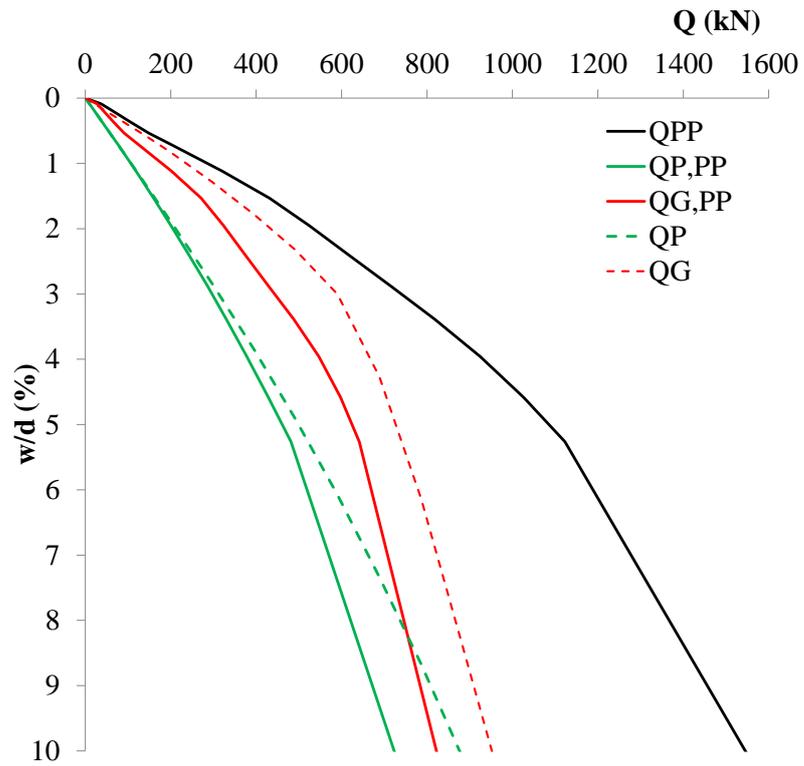


Figura 7.27 – Curve di trasferimento del carico del gruppo di pali e della platea confrontate con le rispettive curve delle fondazioni isolate.

CONCLUSIONI

La tesi analizza il comportamento di platee su pali in terreni sabbiosi sotto carichi verticali. La platea su pali è una fondazione mista caratterizzata da 3 componenti: Platea, pali e terreno. Il suo comportamento è determinato da una complessa interazione tra gli elementi della fondazione e il terreno. Tali interazioni modificano il comportamento sia in termini di rigidità che di resistenza di ogni elemento costituente il complesso in relazione all'elemento stesso isolato. Lo scopo di tale lavoro è di evidenziare gli effetti che tale interazione produce sulla risposta della fondazione mista, in particolare indagando il meccanismo di trasferimento del carico tra le diverse componenti in gioco.

Inizialmente è stato sviluppato un caso di letteratura (Nguyen et al. (2014)), che analizzava, attraverso modelli agli elementi finiti, l'influenza di parametri, quali: configurazione dei pali al di sotto della platea, spessore della platea, lunghezza e numero di pali e tipologia di carico verticale applicato, sul comportamento della fondazione mista, in particolare valutando la variazione di cedimenti sia assoluti che differenziali. Nella tesi è stata estesa l'analisi, a partire dai risultati in termini di cedimento, valutando il "load sharing" tra gli elementi che compongono la fondazione.

Il risultato delle analisi mostra come i fattori analizzati influenzano la risposta della platea su pali:

- Nel passare da una configurazione di pali concentrata in funzione del carico applicato ad una uniformemente distribuita l'aliquota di carico direttamente trasferita dalla platea tende ad aumentare;
- All'aumentare dello spessore della platea, e quindi della rigidità relativa platea-terreno, la percentuale di carico applicata alla platea aumenta;
- L'aumento della lunghezza dei pali riduce l'aliquota di carico applicata alla platea;

- Maggiore è il numero di pali, minore è l'interasse tra essi, maggiore è la rigidità del gruppo, maggiore è l'aliquota di carico trasmessa ai pali;
- Nel passare da una configurazione del carico concentrata ad una distribuita, cioè aumentando l'area di applicazione del carico, il contributo della platea diminuisce.
- L'influenza dei parametri analizzati risulta maggiormente significativa per configurazioni di pali uniformemente distribuite rispetto ad una configurazione concentrata.

Successivamente è stato presentato un campo sperimentale in media scala che permettesse di ottenere informazioni sul comportamento di platee su pali senza l'influenza di fattori di scala, ma comunque contenendo l'onere economico inevitabile per la realizzazione di fondazioni di modelli in scala reale. Il campo sperimentale è stato realizzato in sabbie ed è composto da un palo singolo, una platea superficiale, un gruppo di pali e una platea su pali. Tutte le diverse tipologie di fondazione sono state sottoposte ad una prova di carico verticale che ha fornito per ognuna una curva carico Q-cedimento w . Alcuni dei pali sono stati strumentati con estensimetri a corda vibrante lungo il fusto.

Attraverso metodi semplificati sono stati analizzati i risultati ottenuti:

- Per la valutazione del carico limite del gruppo di pali, l'interazione tra i pali risulta limitata, il coefficiente di gruppo η all'aumentare dei cedimenti tende all'unità;
- Il contributo della platea incrementa il carico limite della fondazione fino al 30% per cedimenti pari a $0.25d$;
- la capacità portante della platea su pali risulta pari all' 80% della somma tra la capacità portante della platea e quella del gruppo di pali valutate separatamente in corrispondenza di $w=0.25d$;
- l'interpretazione di dati utilizzando il metodo PDR mostra come esso risulta utilizzabile per la valutazione della rigidità della fondazione mista, mentre tende a sovrastimare il carico limite della platea su pali;

- per la valutazione del carico limite della platea su pali, utilizzando la relazione fornita da *de Sanctis e Mandolini (2006)*, funzione di parametri geometrici, si ha un buon accordo con i dati sperimentali.

Dai dati ottenuti dagli estensimetri durante la prova di carico, è stato possibile, per il palo singolo, ottenere il modulo di rigidezza EA e quindi la distribuzione di tensioni tangenziali lungo il fusto del palo che ha consentito di individuare l'aliquota di resistenza laterale e alla punta.

Data la variabilità delle caratteristiche dei pali riscontrate dalle prove sui materiali, per l'individuazione delle rigidezze dei diversi pali che compongono le fondazioni è stato utilizzato il codice *Napra* attraverso una back-analysis. Sia per il gruppo di pali che per la platea su pali, l'interpretazione dei risultati ha individuato una variabilità delle rigidezze all'interno della stessa fondazione, variabilità attribuita alla tecnologia esecutiva dei pali.

Note le rigidezze da assegnare ai diversi pali, per l'interpretazione delle opere di fondazione è stato utilizzato un programma agli elementi finiti (Plaxis 3D). Tarati i parametri del modello a partire dei risultati della platea superficiale e del palo singolo, le analisi relative al gruppo di pali, a partire dei valori di rigidezza ottenute da programma *Napra*, mostrano un buon accordo con i risultati sperimentali fino a valori del carico tali da mobilitare la resistenza laterale dei pali. Stesso discorso vale per la platea su pali, dove però il livello di carico massimo in cui i risultati possono ritenersi attendibili è fino al tratto lineare. Tale risultato è da attribuirsi al differente comportamento riscontrato per la platea superficiale, dove la modellazione numerica è in grado di cogliere il comportamento sperimentale solo fino al tratto elastico.

Dal modello numerico è stato individuato il "load sharing" tra platea e pali. I risultati dell'analisi mostra come già dai primi livelli di carico, un'aliquota di esso viene trasferita direttamente alla platea (circa il 30%) fino a raggiungere una percentuale di circa il 40% per i valori massimi di carico ritenuti affidabili.

Tale risultato è stato confrontato con i risultati delle analisi parametriche svolte nel capitolo 3, i quali risultati congruenti.

BIBLIOGRAFIA

- Akinmusuru J.O. (1980).** *Interaction of Piles and Cap in Piled Footings.* Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 106, No. 11, November 1980, pp. 1263-1268.
- Burland J. B. (1995).** *Piles as Settlement Reducers.* In Proceedings of the 19th Italian National Geotechnical Congress, Pavia, Italy, Vol. 2. pp. 21-34.
- Caputo V., Viggiani, C., (1984).** *Pile foundation analysis: a simple approach to non linearity effects.* Rivista Italiana di Geotecnica, vol. 18, n. 1, 32-51
- Caputo V., A. Mandolini, C. Viggiani (1991).** *Settlement of a piled foundation in pyroclastic soil.* Proc. X ECSMFE, Firenze, vol. 1, 353-358.
- Caputo V., Mandolini A., Viggiani C. (1993).** *Large diameters bored piles in pyroclastic soils.* Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Van Impe ed., Milpress, Rotterdam, pp. 227-232.
- Chen Y.J., Kulhawy F.H. (1994).** *Case history evaluation of the behaviour of drilled shafts under axial and lateral loading.* Final report, Project 1493 – 04, EPRI TR – 104601, Geotechnical Group, Cornell university, Ithaca.
- Chin F.K. (1970).** *Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to Failure.* Proceedings of the Second South East Asian Conference on Soil Engineering, Singapore, pp. 81–92.
- Cho J., Lee J., Jeang S., Lee j. (2012).** *The settlement behavior of piled raft in clay soils.* Ocean Engineering Vol. 53, pp. 153-163
- Chow F. (1997).** *Investigation into behaviour of displacement piles for offshore foundation.* PHD. Thesis, Imperial College, London.

- Clancy P. and Randolph M.F. (1993).** *An Approximate Analysis procedure for Piled Raft Foundations.* International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 17, pp. 849-869.
- Comodromos E. M., Papadopoulou M. C. and Rentzeperis, I. K. (2009).** *Pile Foundation Analysis and Design using Experimental Data and 3-D Numerical Analysis.* Computers and Geotechnics. Vol. 36. pp. 819-836.
- Conte G., Mandolini A., Randolph M.F., (2003).** *Centrifuge modelling to investigate the performance of piled rafts.* Proc. Geotech. Int. Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, Van Impe & Haegeman eds., 379-386.
- Cooke R.W., (1986).** *Piled raft foundations on stiff clays: a contribution to design philosophy.* Géotechnique, vol. 36, n. 2, 169-203.
- Davis E.H. and Taylor H. (1961.)** *The surface displacement of an elastic layer due to horizontal and vertical surface loading.* Proceedings of the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, Paris, p. 621.
- de Nicola A., Randolph M.F., (1993).** *Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand.* Journ. Soil Mech. and Geotech. Eng., ASCE, vol. 119, GT12, 1952-1973.
- de Sanctis L. and Russo G. (2008).** *Analysis and Performance of Piled Rafts Designed Using Innovative Criteria.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. Vol. 134. No. 8. pp. 1118-1128.
- de Sanctis L., Mandolini A. (2006).** *Bearing capacity of piled rafts on soft clay soils.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132 (12), 1600-1610.
- Durgunoglu H.T. and Mitchell J.K. (1975).** *Static penetration resistance of soils, evaluation of theory and implication for practice.* In: Proceedings of

the in-situ measurement of soil properties, Raleigh, NC, ASCE, New York, NY.

El Sawwaf M. (2010). *Experimental Study of Eccentrically Loaded Raft with Connected and Unconnected Short Piles.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. Vol. 136. No. 10. pp. 1394-1402.

El-Mossallamy Y. & Franke E. (1997). *Pfahl-Platten-Gründungen. Theorie und Anwendung. Bautechnik,* Vol. 74, No.11, pp 755-764.

Fioravante V and Jamiolkowski M.B. (2005). *Physical Modelling of Piled Raft.* In Proceedings of the International Geotechnical Conference on Soil-Structure Interaction, Saint Petersburg. Ulitsky,V.M. Ed. ASV Publishers Saint Petersburg- Moscow, pp 89-95.

Fioravante V., Giretti D. and Jamiolkowski M. (2008). *Physical Modeling of Raft on Settlement Reducing Piles.* From Research to Practice in Geotechnical Engineering Congress 2008. ASCE. pp. 206-229.

Fioravante V. and Giretti D. (2010). *Contact versus Noncontact Piled Raft Foundations.* Canadian Geotechnical Journal. Vol. 47. No. 11. pp. 1271-1287.

Fredlund D.G and Morgenstern N.R. (1977). *Stress state variables for unsaturated soils.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering vol. 103, pp.447-466.

Fredlund D.G. (1996). *Geotechnical problems associated with swelling clays.* In vertisol and Technologies for their management, developments in soil sciencw 24, chapter 14, pp.501-526.

Giretti D. (2009). *Modelling of piled raft foundations in sand.* PhD Thesis. Università degli studi di Ferrara.

- Griffith D.V., Clancy P. and Randolph M.F. (1991).** *Piled raft analysis by finite elements*. Proceedings of the Seventh International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Cairns, Queensland, 2: 1153–1157.
- Jaky J. (1944).** *The coefficient of heart pressure at rest*. J. Soc. Hungarian Architects and Engineers, Budapest, pp. 355-358.
- Jamiolkowski M., Ghionna V., Lancellotta R., Pasqualini E. (1988).** *New correlations of penetration tests for design practice*. Proc. Int. Symp. Of Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, AA Balkema Publishers, The Netherlands, Vol. 1, pp. 263-296.
- Jennings S.M. and Burland J.B. (1962).** *Limitations to use of effective stresses partly saturated soils*. Geotechnique Vol. 12, No. 2, 125144
- Harr M.E. (1966).** *Foundations of Theoretical Soil Mechanics*. McGraw Hill, New York.
- Horikoshi, K. and Randolph, M.F. (1996).** *Centrifuge Modelling of Piled Raft Foundations on Clay*. Geotechnique Vol. 46, No. 4, pp. 741-752.
- Horikoshi K. and Randolph M.F. (1998).** *A Contribution to Optimal Design of Piled Rafts*. Geotechnique Vol. 48, No. 3, pp. 301-317.
- Horikoshi K., Matsumoto T., Watanabe T., Fukuyama H., (2002).** *Performance of piled raft foundations subjected to seismic loads*. Proc. Int. Workshop on Foundation design codes and soil investigation in view of International harmonization and performance based design, Honyo et al. eds., Swets & Zeitlinger, Lisse, 381-389.
- Horikoshi K., Matsumoto T., Hashizum, Y., Watanabe T. and Fukuyama H. (2003).** *Performance of Piled Raft Foundations Subjected to Static Horizontal Loads*. International Journal of Physical Modeling in Geotechnics. Vol. 2. pp. 37-50.

- Huang M., Liang F., Jiang J., (2011).** *A simplified nonlinear analysis method for piled raft foundation in layered soils under vertical loading.* Computers and Geotechnics Vol.38 , pp.875–882
- Katzenbach R. and Reul O. (1997).** *Design and Performance of Piled Rafts.* In Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 4, pp. 2256-2256.
- Katzenbach R., Arslan U., Moormann C. and Reul O. (1998).** *Piled Raft Foundation– Interaction Between Piles and Raft.* Darmstadt Geotechnics, Darmstadt Univ. Of Technology, No. 4, pp. 279-296.
- Katzenbach R., Arslan U., Moormann C., (2000).** *Piled raft foundations projects in Germany.* Design applications of raft foundations, Hemsley J.A. Editor, Thomas Telford, 323-392.
- Kezdi A., (1957).** *Bearing capacity of piles and pile groups.* Proc., IV ICSMFE, 1957.
- Kitiyodom, P. and Matsumoto, T. (2003).** *A Simplified Analysis Method for Piled Raft Foundations in non-homogeneous soils.* International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Vol. 27. pp. 85-109.
- Lee S.H. and Chung C.K. (2005).** *An Experimental Study of the Interaction of Vertically Loaded Pile Groups in Sand.* Canadian Geotechnical Journal, Vo. 42, No. 5, pp. 1485-1493.
- Lee J., Park D., Park D., Park K. (2015).** *Estimation of load-sharing ratios for pile rafts in sands that includes interaction effects.* Computers and Geotechnics n.63, pp.306–314.

- Lehane B.M. (2009).** *Relationships between axial capacity and CPT qc for bored piles in sand.* Deep Foundations on Bored and Auger Piles – Van Impe & Van Impe (eds). Taylor & Francis Group, London, pp. 61-74.
- Loukidis L. and Salgado R. (2008).** *Analysis of the Shaft Resistance of Non-Displacement Piles in Sand.* Geotechnique, Vol. 58, No. 4, pp.283-296.
- Mayne P.W., Kulhawy F.H. (1982).** *K₀-OCR relationships in soil.* J. Geotechnic. Engng, Vol. 108, N. 6, pp. 851-872.
- Mayne P.W. (2001).** *Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests.* Proceedings, International Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties & Case Histories, Bali,Indonesia, May 21-24, 2001, pp. 27-48.
- Mandolini A. (1994).** *Cedimenti di fondazioni su pali.* Tesi di Dottorato in Ingegneria Geotecnica, consorzio tra le Università di Roma La Sapienza, Federico II di Napoli, Seconda Università di Napoli. Roma, febbraio 1994.
- Mandolini A. and Viggiani C. (1997).** *Settlement of Piled Foundations.* Geotechnique, Vol. 47, No.4, pp. 791-816.
- Mandolini A., (2003).** *Design of piled rafts foundations: practice and development.* Proc. Geotech. Int. Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, Van Impe & Haegeman eds., 59-80.
- Mandolini A., Russo G., Viggiani C., (2005).** *Pile foundations: experimental investigations, analysis and design.* Proc. XVI ICSMFE, vol. 1, 177-213, Osaka, Japan.
- Mandolini A., Di Laora R., Mascarucci Y. (2013).** *Rational design of piled raft.* Proc. Eng., Modern Building Materials, Structures and Techniques. Ed. by A. Juozapaitis, P. Vainiūnas and E. K. Zavadskas, 57, 45-52.

- Mascarucci Y (2012).** *Un nuovo approccio per la valutazione della resistenza laterale dei pali trivellati in terreni sabbiosi.* PhD Thesis. Università di Roma "La Sapienza"
- Mesri G., Hayat T.M. (1993).** *The coefficient of heart pressure at rest.* Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, pp. 647-666.
- Meyerhof G.G. (1976).** *Bearing capacity and settlement of pile foundations.* Journ. of the Geot. Engng. Div., ASCE, Vol. 102, N. GT3, March, pp. 197-228.
- Nguyen D.D.C., Jo S., Kim D. (2013).** *Design method of piled-raft foundations under vertical load considering interaction effects.* Computers and Geotechnics, 47, 16-27.
- Nguyen D.D.C., Kim D., Jo S. (2014).** *Parametric study for optimal design of large piled raft foundations on sand.* Computers and Geotechnics, 55, 14-26.
- O'Neill M.W., Hassan K.M. (1994).** *Drilled shafts: effects of construction on performance and design criteria.* Proc. of the International Conference on Design and Construction of Deep Foundations, Orlando, pp. 137–187.
- O'Neil M.W., Reese L.C. (1999).** *Drilled shafts: Construction procedures and design methods.* Publication N°. FHWA-IF-99-025. Washington, DC: Federal Highway Administration.
- Park D., Lee J. (2015).** *Comparative Analysis of Various Interaction Effects for Piled Rafts in Sands Using Centrifuge Tests.* J. Geotech. Geoenviron. Eng.141.
- Phung, D.L. (1993).** *Footings with Settlement-Reducing Piles in Non-Cohesive Soil.* Ph.D Thesis. University of Technology, Göteborg, Sweden.
- Poulos H.G. and Davis E.H. (1980).** *Pile Foundation Analysis and Design.* John Wiley. New York.

- Poulos H.G. (1989).** *Pile Behaviour – theory and Application*. 29th Rankine Lecture of the British Geotechnical Society, *Géotechnique*, Vol. 39, N. 3, pp. 365–415.
- Poulos H.G. (1991).** *Analysis of Piled Strip Foundations*. Computer Methods & Advances in Geomechanics, Beer et al Ed., Balkema, Rotterdam, Vol. 1, pp. 183- 191.
- Poulos H.G. (1993).** *Settlement Prediction for Bored Pile Groups*. In In Proceedings of the 2th International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, Van Impe, W.F. Ed. Millpress, Rotterdam, pp. 103-117.
- Poulos H.G. (1994).** *An Approximate Numerical Analysis of Pile-Raft Interaction*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 1, No.18, pp. 73-92.
- Poulos H.G., (2000).** *Practical design procedures for piled raft foundations*. Design applications of raft foundations, Hemsley J.A. ed., Thomas Telford, 425-467
- Poulos H.G. (2001a).** *Piled Raft Foundations: Design and Applications*. *Geotechnique* Vol. 51, No. 2, pp. 95-113.
- Poulos H.G. (2001b).** *Methods of Analysis of Piled Raft Foundations*. A Report Prepared on Behalf of Technical Committee TC18 on Piled Raft Foundations, International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- Randolph M.F. and Wroth C.P. (1978).** *Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 104, No. 12, pp. 1465- 1488.

- Randolph M.F. (1994).** *Design Methods for Pile Group and Piled Rafts.* Thirteen International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. XIII ICSMFE. New Delhi. Vol. 5. pp. 61-82.
- Randolph M.F. and Clancy P. (1994).** *Design and Performance of a Piled Raft Foundation.* Geotechnical Special Publication No. 40, Yeung, A.T. and Felio, G.Y. Eds., pp.314-324.
- Reese L.C., O'Neill M.W. (1988).** *Drilled shafts: construction and design.* FHWA, Publication n. HI- 88-042.
- Reul O. (2004).** *Numerical Study on the Behavior of Piled Rafts.* International Journal of Geomechanics. ASCE. Vol. 4. No. 2. pp. 59-68.
- Reul O. and Randolph M.F. (2004).** *Design Strategies for Piled Rafts Subjected to Nonuniform Vertical Loading.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. Vol. 130. No. 1. pp. 113.
- Robertson P.K. and Campanella R.G.,(1983).** *SPT-CPT Correlations.* Journal of Geotechnical Engineering Volume 109 Issue 11.
- Rollins K.M., Clayton R.J., Mikesell R.C., Blaise B.C. (2005).** *Drilled shaft side friction in gravelly soils.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE), Agosto 2005, pp. 987-1003.
- Russo G. (1998).** *Numerical Analysis of Piled Rafts.* International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 22, No. 6, pp. 477-493.
- Russo G. (1996).** *Soil structure interaction for piled rafts.* PhD thesis, University of Napoli Federico II.
- Russo G. (1998a).** *Numerical Analysis of Piled Rafts.* International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 22, No. 6, pp. 477-493.

- Russo G. (1998b).** *Developments in the analysis and design of piled rafts.* Proceedings of a Workshop on Prediction and Performance in Geotechnical Engineering, Hevelius, Benevento.
- Russo G. and Viggiani C. (1998).** *Factors Controlling Soil-Structure Interaction for Piled Rafts.* Darmstadt Geotechnics, Darmstadt Univ. of Technology, No. 4, pp. 297-322.
- Skempton A.W., Yassin A.A., Gibson R.E. (1953).** *Théorie de la force portante des pieux dans la sable.* Annales ITBTP, pp. 285–290.
- Soares W., (2011).** *Radier etaqueado com estacas hollow auger em solo arenoso.* PhD Thesis Universidade federal de Pernambuco.
- Steinbrenner W., (1936).** *A rational method for the determination of the vertical normal stresses under foundations.* Proceedings of the 1st International Conference on Soil.
- Van Genuchten M.T. (1980).** *A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils.* Soil Science Society of America Journal, 44, pp. 892-898.
- Viggiani C. (1999).** *Does Engineering need Science?* 3rd Euroconference on Hypoplasticity, Horton, Greece.
- Viggiani C. (2001).** *Analysis and Design of Piled Foundations.* 1st Arrigo Croce Lecture, Rivista Italiana di Geotecnica, No.1/2001, pp. 47-75.
- Wiesner T. J. and Brown P. T. (1980).** *Laboratory Tests on Model Piled Raft Foundations.* Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Vol. 106. No. GT7. pp. 767-783.

Zhuang G.M. and Lee I.K. (1994). *An Elastic Analysis of Load Distribution for Raft-Pile Systems*. Finite Element Analysis and Design. Vol. 18. pp. 259-272.

Zienkiewicz O.C. and Taylor R.L. (1991). *The Finite Element Method Vol. 2: Solid and Fluid Mechanics. Dynamics and Non-linearity*, fourth edition, McGraw-Hill, London.