

MICROPALI PALI DI FONDAZIONE

Eugenio Ceroni
Federico Bernardini

[Scheda sul sito >](#)

Eugenio Ceroni Federico Bernardini

MICROPALI PALI DI FONDAZIONE



Dario Flaccovio Editore

Eugenio Ceroni – Federico Bernardini
MICROPALI - PALI DI FONDAZIONE

ISBN 978-88-579-0327-9

© 2014 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686
www.darioflaccovio.it info@darioflaccovio.it

Terza edizione: settembre 2014

Ceroni, Eugenio <1936->

Micropali, pali di fondazione / Eugenio Ceroni, Federico Bernardini. -
3. ed. - Palermo : D. Flaccovio, 2014.

ISBN 978-88-579-0327-9

1. Pali di fondazione.

624.154 CDD-22

I. Bernardini, Federico <1987->.

SBN Pal0272866

CIP – Biblioteca centrale della Regione siciliana “Alberto Bombace”

Stampa: Tipografia Priulla, Palermo, settembre 2014

Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

L'editore dichiara la propria disponibilità ad adempiere agli obblighi di legge nei confronti degli aventi diritto sulle opere riprodotte.

La fotocopiatura dei libri è un reato.

Le fotocopie per uso personale del lettore possono essere effettuate nei limiti del 15% di ciascun volume/fascicolo di periodico dietro pagamento alla SIAE del compenso previsto dall'art. 68, commi 4 e 5, della legge 22 aprile 1941 n. 633. Le riproduzioni effettuate per finalità di carattere professionale, economico o commerciale o comunque per uso diverso da quello personale possono essere effettuate solo a seguito di specifica autorizzazione rilasciata dagli aventi diritto/dall'editore.

Indice

Premessa

1. I micropali

1.1. Panoramica del campo di applicazione dei micropali e loro descrizione...	»	15
1.1.1. Tipi di micropali	»	19
1.1.2. Costruzione dei pali radice	»	19
1.1.3. Costruzione del micropalo Tubfix (IRS)	»	20
1.1.4. Problemi connessi alla costruzione dei micropali	»	22
1.1.4.1. Problemi di perforazione	»	22
1.1.4.2. Problemi connessi al getto e alla formazione della guaina	»	23
1.1.4.3. Problemi connessi con il getto in pressione e l'iniezione	»	23
1.1.4.4. Problemi connessi alla verticalità	»	24
1.1.4.5. Problemi connessi alla corrosione	»	25
1.1.4.6. Controlli di qualità	»	25
1.1.4.7. Organizzazione del cantiere, rendimenti e costi	»	27
1.1.4.7.1. Rendimenti	»	27
1.1.4.7.2. Costi	»	28
1.2. Verifica dell'instabilità del palo immerso nel terreno o verifica a carico di punta	»	28
1.3. Calcolo a compressione	»	34
1.3.1. Premessa	»	34
1.3.2. Stato tensionale del calcestruzzo e del tubo	»	36
1.4. Carico limite di un micropalo interferente col terreno	»	38
1.4.1. Metodo storico	»	38
1.4.2. Metodo di Bustamante e Doix	»	39
1.4.2.1. Terreni coesivi	»	39
1.4.2.2. Terreni non coesivi	»	40
1.4.3. Ulteriori metodi di calcolo	»	41
1.5. Analisi dell'ancoraggio alle strutture superiori	»	41
1.6. Considerazioni generali finali	»	48
1.7. Fondazioni su pali secondo le NTC 2008	»	49
1.7.1. Calcolo della resistenza mediante prove su pali pilota	»	50
1.7.1.1. Prove di carico su pali pilota	»	50

1.7.1.2.	Resistenza caratteristica da prove su pali pilota	»	51
1.7.2.	Calcolo della resistenza mediante metodi di calcolo analitici.....	»	52
1.7.2.1.	Resistenza caratteristica da calcoli analitici	»	52
1.7.3.	Calcolo della resistenza mediante prove dinamiche ad alto livello di deformazione.....	»	53
1.7.3.1.	Resistenza caratteristica da prove dinamiche	»	53
1.7.4.	Valori di progetto della resistenza di un palo soggetto a sforzo assiale	»	54
1.7.5.	Valori di progetto della resistenza di un palo soggetto ad azioni trasversali	»	55
1.7.6.	Combinazione dei coefficienti parziali.....	»	55
1.7.6.1.	Verifiche da effettuare.....	»	55
1.7.6.2.	Prescrizioni normative.....	»	56
1.7.6.3.	Verifica in condizioni sismiche.....	»	57
1.7.7.	Dettagli costruttivi.....	»	57
2. Pali di fondazione di grande diametro			
2.1.	Premessa	»	77
2.2.	Pali infissi prefabbricati in c.a. e c.a.p.: aspetti tecnologici.....	»	79
2.2.1.	Considerazioni generali.....	»	79
2.2.2.	Pali in cemento armato vibrato.....	»	80
2.2.2.1.	Tecnologia del calcestruzzo.....	»	80
2.2.2.2.	Forme e vibrazione	»	81
2.2.2.3.	Dimensioni e armature	»	81
2.2.3.	Pali in cemento armato centrifugato (piloti)	»	83
2.2.3.1.	Centrifugazione	»	83
2.2.3.2.	Forme e dimensioni usuali.....	»	83
2.2.3.3.	Armatura.....	»	84
2.2.3.4.	Puntazze.....	»	84
2.2.3.5.	Tecnologia della centrifugazione.....	»	85
2.2.3.6.	Stagionatura.....	»	86
2.2.4.	Pali in cemento armato precompresso.....	»	86
2.2.4.1.	Precompressione a fili aderenti e a cavi scorrevoli	»	86
2.2.4.2.	Costruzione di pali precompressi vibrati.....	»	87
2.2.4.3.	Pali precompressi centrifugati	»	87
2.2.5.	Pali giuntati in opera	»	87
2.2.6.	Infissione	»	88
2.2.6.1.	Tipi di battipalo	»	88
2.2.6.2.	Iniezioni d'acqua	»	89
2.2.6.3.	Cuffie	»	90
2.2.6.4.	Mazze e infissione	»	90
2.2.6.5.	Difficoltà di infissione	»	91
2.2.6.6.	Difetti dell'infissione	»	92
2.2.7.	Sollecitazione nei pali	»	93

2.2.8.	Rotture e difetti di infissione	»	93
2.3.	Pali trivellati.....	»	95
2.3.1.	Dimensioni correnti, diametro effettivo, diametro nominale, portate tipiche.....	»	95
2.3.2.	Scelta del tipo di tecnologia di perforazione in funzione della natura del terreno.....	»	96
2.3.3.	Tecnologie di perforazione.....	»	97
2.3.3.1.	Perforazione tubata.....	»	97
2.3.3.1.1.	Infissione del tubo forma mediante battitura	»	97
2.3.3.1.2.	Infissione del tubo forma con morsa oscillante e scavo del terreno con benna a valve bifune o monofune	»	98
2.3.3.1.3.	Infissione del tubo forma con vibroinfissore e scavo del terreno sia con benna a valve o con trivella a elica o secchione scavante.....	»	99
2.3.3.2.	Perforazione non rivestita ma protetta.....	»	101
2.3.3.2.1.	Principio del sostentamento delle pareti di scavo con l'impiego di fanghi bentonitici....	»	101
2.3.3.2.2.	Composizione e caratteristiche dei fanghi ...	»	102
2.3.3.2.3.	Tecnologia per la formazione e controlli dei fanghi.....	»	103
2.3.3.2.4.	Scavo a circolazione rovescia	»	104
2.3.3.2.5.	Scavo in ambiente di fanghi bentonitici.....	»	104
2.3.3.3.	Perforazione non rivestita.....	»	106
2.3.3.3.1.	Impiego del sistema a rotazione con trivella a elica.....	»	106
2.3.3.3.2.	Impiego di benne mordenti a fune.....	»	106
2.3.3.4.	Perforazioni miste.....	»	106
2.3.3.5.	Modalità di getto e importanza dell'operazione.....	»	107
2.3.3.6.	Cenni sulle particolarità esecutive dei pali di grande diametro da galleggianti o piattaforme a fiume e a mare	»	109
2.3.3.7.	Alcune note sul lamierino.....	»	110
2.3.3.8.	Inconvenienti e controindicazioni	»	111
2.4.	Pali trivellati a elica continua (CFA)	»	111
2.4.1.	Fasi di esecuzione.....	»	112
2.4.2.	Prescrizioni esecutive.....	»	113
2.4.3.	Vantaggi dei pali CFA	»	113
2.5.	Pali infissi gettati in opera.....	»	113
2.5.1.	Dimensioni normali nominali ed effettive.....	»	113
2.5.2.	Portate tipiche.....	»	114
2.5.3.	Infissione del tubo	»	114
2.5.4.	Formazione della base.....	»	115
2.5.5.	Getto del fusto	»	115
2.5.6.	Calcestruzzo	»	117
2.5.7.	Gabbie di armatura.....	»	117

2.5.8.	Lunghezza dei pali	»	119
2.5.9.	Inconvenienti e controindicazioni	»	120
2.5.10.	Controlli durante l'esecuzione del palo	»	122
2.5.10.1.	Controllo del terreno	»	122
2.5.10.2.	Controllo della portata del palo	»	122
2.5.10.3.	Controllo della base	»	123
2.5.10.4.	Controllo del fusto	»	123
2.5.10.5.	Controllo del diametro	»	124
2.5.10.6.	Controllo dell'armatura	»	124
2.6.	Approccio teorico e approccio empirico ai problemi di tecnica delle fondazioni	»	125
2.6.1.	Effetti delle principali tecnologie esecutive su alcuni terreni tipici nei riguardi della capacità portante	»	126
2.6.1.1.	Generalità	»	126
2.6.1.2.	Modifiche dello stato di tensione naturale	»	127
2.6.1.3.	Modifiche degli altri parametri del terreno	»	130
2.6.2.	Pali metallici infissi	»	132
2.6.3.	Parametri che influenzano la scelta e criteri per la scelta	»	133
2.7.	Calcolo limite di pali di medio e grande diametro	»	134
2.7.1.	Formule statiche	»	134
2.7.1.1.	Portanza laterale	»	136
2.7.1.2.	Portanza di punta o di base	»	141
2.7.2.	Formule riassuntive	»	146
2.7.3.	Note complementari	»	149
2.7.3.1.	Determinazione delle portate dei pali singoli in terreni coesivi	»	150
2.7.3.1.1.	Palo singolo in terreno coesivo	»	150
2.7.3.1.2.	Valutazione della portata di base (risultati recenti)	»	152
2.7.3.1.3.	Valutazione della portata per connessione laterale	»	155
2.7.3.1.4.	Approccio in termini di tensioni totali	»	156
2.7.3.1.5.	Approccio in termini di tensioni efficaci	»	159
2.7.3.1.6.	Altri metodi	»	160
2.7.3.2.	Palo singolo in terreno non coesivo	»	162
2.7.3.2.1.	Valutazione della portata di base	»	163
2.7.3.2.2.	Valutazione di q_{ub}	»	163
2.7.3.2.3.	Valutazione di $q_{b,crit}$	»	165
2.7.3.2.4.	Valutazione della portata per connessione laterale	»	166
2.7.3.3.	Pali infissi	»	167
2.7.3.4.	Pali trivellati	»	167
2.8.	Calcolo della distribuzione del carico trasmesso dalla platea ai pali di fondazione	»	168
2.8.1.	Osservazioni circa la (2.31)	»	171

2.8.2.	Ripartizione della flessione fra i pali.....	» 173
2.8.2.1.	Rigidezza alla rotazione della fondazione	» 173
2.8.2.2.	Rigidezza alla rotazione dei pali	» 174
2.8.2.3.	Coefficiente di ripartizione	» 175
2.8.3.	Capacità portante dei pali in gruppo	» 176
2.8.3.1.	Considerazioni.....	» 177
2.8.4.	Sforzi orizzontali e pali inclinati.....	» 177
2.9.	Calcolo dei cedimenti di palificate	» 179
2.9.1.	Rotazione della platea	» 179
2.9.2.	Analisi del cedimento del palo.....	» 180
2.9.3.	Valutazione dei cedimenti. Influenza della non linearità di comportamento.....	» 181
2.9.4.	Conclusioni.....	» 182
2.10.	Procedura di calcolo del cedimento.....	» 183
2.10.1.	Deformazioni del terreno	» 183
2.10.2.	Deformazioni del palo.....	» 184
2.10.2.1.	Palo reagente solo sulla base	» 188
2.10.2.2.	Palo reagente per attrito laterale con resistenza di attrito f_s costante lungo il fusto.....	» 188
2.10.2.3.	Palo reagente per attrito laterale con resistenza di attrito $f_s = k \cdot z$ variabile linearmente lungo il fusto.....	» 190
2.10.2.4.	Palo reagente per metà sulla base e per metà per attrito laterale con resistenza di attrito f_s costante	» 191
2.10.3.	Considerazioni finali	» 192
2.11.	Schemi semplificati per calcolo dei pali soggetti a forze orizzontali e momenti flettenti in testa immersi in terreno elastico.....	» 192
2.11.1.	Premessa.....	» 192
2.11.2.	Soluzione teorica per coefficiente di sottofondo costante (considerando il palo di lunghezza indefinita).....	» 192
2.11.3.	Palo libero soggetto a forza orizzontale H in testa	» 196
2.11.4.	Palo libero soggetto a momento flettente M in testa	» 198
2.11.5.	Palo con testa incastrata soggetto a forza orizzontale H in testa....	» 201
2.11.6.	Palo con testa incastrata a un'altezza h dal piano di campagna e soggetto a forza orizzontale H	» 202
2.11.7.	Palo a testa libera soggetto a forza orizzontale H a un'altezza h dal terreno.....	» 205
2.11.8.	Palo a testa libera soggetto a forza orizzontale H e un momento M a distanza h dal piano di campagna.....	» 206
2.11.9.	Plinto soggetto a forza orizzontale T , collegante n pali inclinati, disposti simmetricamente, aventi diametro d e lunghezza l	» 207
2.11.10.	Plinto collegante n pali verticali, soggetto a spinta orizzontale T , immerso in terreno reagente.....	» 209
2.12.	Pali armati di sezione circolare sottoposti a flessione composta.....	» 211
2.12.1.	Considerazioni di carattere tecnico e teorico	» 211
2.12.2.	Ausilio delle tabelle e loro uso.....	» 213

2.13. Teoria di Broms (1964) per azioni trasversali	» 221
2.13.1. Pali impediti di ruotare in testa	» 223
2.13.1.1. Condizioni non drenate, palo impedito di ruotare in testa	» 223
2.13.1.2. Condizioni drenate, palo impedito di ruotare in testa.....	» 225
2.13.2. Pali liberi di ruotare in testa	» 227
2.13.2.1. Condizioni non drenate, palo libero di ruotare in testa ...	» 227
2.13.2.2. Condizioni drenate, palo libero di ruotare in testa	» 228
2.14. Dispositivi di prova.....	» 230
2.14.1. Dispositivi per l'applicazione e la misura del carico	» 230
2.14.2. Carico massimo di prova.....	» 230
2.14.3. Incrementi di carico.....	» 231
2.14.4. Notizie e bibliografie utili	» 231
2.14.5. Sondaggi.....	» 232
2.15. Uso dei pali per la riduzione dei cedimenti	» 232
2.15.1. Sommario	» 232
2.15.1.1. Introduzione.....	» 233
2.15.1.2. Metodi per la previsione dei cedimenti delle fondazioni su pali.....	» 234
2.15.1.2.1. Generalità	» 234
2.15.1.2.2. Metodi empirici	» 235
2.15.1.2.3. Metodi delle equivalenze	» 237
2.15.1.2.4. Metodi razionali	» 238
2.16. Formule riassuntive.....	» 242
2.16.1. Portata limite di base.....	» 243
2.16.1.1. Terreni non coesivi	» 243
2.16.1.1.1. Pali infissi	» 243
2.16.1.1.1.1. Dimensionamento in base a modelli teorici (metodo Vesic)	» 243
2.16.1.1.1.2. Dimensionamento in base a prove penetrometriche (metodo prove SPT)	» 244
2.16.1.1.2. Pali trivellati (metodo Jamiolkowski e Lancellotta).....	» 245
2.16.1.2. Terreni coesivi	» 246
2.16.1.3. Roccia	» 247
2.17. Portata limite per attrito laterale	» 247
2.17.1. Terreni non coesivi	» 247
2.17.1.1. Pali infissi	» 248
2.17.1.1.1. Dimensionamento in base a modelli teorici (metodo generale).....	» 248
2.17.1.1.2. Dimensionamento in base a prove penetrometriche (metodo Meyerhof)	» 248
2.17.1.2. Pali trivellati	» 249
2.17.1.2.1. Dimensionamento in base a modelli teorici	» 249
2.17.1.2.2. Dimensionamento in base a prove penetrometriche (metodo Meyerhof)	» 250

2.17.1.3. Terreni coesivi	» 250
2.17.1.3.1. Pali infissi	» 250
2.17.1.3.1.1. Metodo α (in termini di tensioni totali)	» 250
2.17.1.3.1.2. Metodo β (in termini di tensioni efficaci).....	» 251
2.17.1.3.2. Pali trivellati	» 251
2.17.1.3.2.1. Metodo α (in termini di tensioni totali)	» 251
2.17.1.3.2.2. Metodo β (in termini di tensioni efficaci).....	» 252
2.18. Roccia	» 252
3. Comportamento sismico dei pali	
3.1. Premessa	» 269
3.2. Comportamento sismico	» 269
3.3. Interazione sismica palo-terreno	» 271
3.4. Interazione inerziale.....	» 272
3.4.1. Palo singolo	» 272
3.4.2. Gruppo di pali.....	» 274
3.4.3. Effetti non lineari.....	» 275
3.4.4. Pali inclinati.....	» 276
3.5. Interazione cinematica	» 277
3.6. Influenza dell'interazione sismica palo-terreno-struttura	» 278
3.7. Conclusioni	» 280
4. La pratica tecnico-legale	
4.1. Introduzione	» 283
4.2. Tipologia della denuncia.....	» 283
4.3. Periodo dell'indagine	» 284
4.4. Prove sui pali	» 285
4.5. Prove su pali di fondazione mediante impiego di tecniche non distruttive	» 286
4.5.1. Generalità	» 286
4.5.2. Modalità di esecuzione.....	» 288
4.5.3. Risultati delle prove in cantiere.....	» 289
4.6. Conclusioni	» 290
Bibliografia	» 293

Premessa

A seguito delle insistenze dell'Editore e delle esigenze dei colleghi per una nuova ristampa, ho accettato questa sfida, aiutato dal mio collega.

Si premette che sono sempre valide le prefazioni delle precedenti edizioni che qui non si riportano per ovvi motivi.

Il rinnovamento è stato radicale con l'immissione nel testo del maggior numero di notizie e con l'aggiornamento conforme alle nuove norme tecniche sulle strutture in c.a.

Di grande e intelligente aiuto è stata l'opera del giovane collega Federico Bernardini che ha portato una ventata di freschezza al testo evidenziando notevoli capacità e rilevanti nozioni tecniche. Per questo motivo e per giusta equità gli autori hanno pari diritti e responsabilità.

Molte notizie sono state attinte con larghezza dalle preziose dispense e dagli atti pubblicati in seguito alle annuali conferenze di geotecnica del Politecnico di Torino, redatti da autori notissimi nel settore dei pali e micropali. Si spera siano ancora reperibili in originale o in copia, per i lettori che volessero approfondire i vari argomenti, oltre alla ricca bibliografia di autori italiani e stranieri.

In tal modo le notizie ricavabili dal testo e su certi argomenti abbastanza generiche sono sempre accompagnate dai nomi dei ricercatori e degli autori in modo da potere aiutare il lettore ad andare più a fondo sull'argomento.

Senza questi elementi orientativi di grande valore e di notevole interesse questa nuova edizione non sarebbe stata possibile.

Secondo la prassi dell'Editore, per istituire un dialogo con i futuri lettori, i due autori sono a disposizione per eventuali quesiti, critiche e contributi ulteriori. Basta scrivere a info@darioflaccovio.it o collegarsi al social dell'editore.

Si sottolinea altresì che non sempre sono state date le definizioni dei simboli usati, come ad esempio le sollecitazioni unitarie, per non appesantire il testo, confidando sempre sulle elementari conoscenze tecniche dei lettori.

Anche per le unità di misura delle varie grandezze si è usato sia il nuovo sistema di misura che quello usuale ormai consolidato.

Febbraio 2014

Eugenio Ceroni

1. I micropali

1.1. Panoramica del campo di applicazione dei micropali e loro descrizione

I micropali vengono usati con frequenza ed efficacia nei casi elencati di seguito:

1. nel risanamento delle fondazioni di strutture preesistenti al fine di preservarle per motivi storici, ambientali, culturali, statici, ecc.;
2. nel caso di trasferimento al terreno di forze comunque orientate e quando le sottostrutture di distribuzione delle forze siano a contatto col terreno interessato. Se le forze trasmesse non sono soltanto verticali, i micropali costituiscono la soluzione ideale poiché possono essere posizionati nel terreno con qualunque inclinazione in modo che le forze in gioco possano agire nella direzione dell'asse dei pali. Si rimarca la differenza rispetto ai pali di grande diametro che reagiscono molto bene a grandi sforzi con direzione verticale prevalente;
3. con l'impiego di micropali a gruppi si possono raggiungere i valori di portanza richiesti dalle sovrastrutture in zone difficilmente accessibili;
4. per contrastare le frane di pendio, quando la lunghezza del palo è tale da attraversare la superficie di slittamento delle frane in modo da ancorarsi in solido terreno con buona capacità portante;
5. in particolari situazioni con caratteristiche geotecniche del terreno scadenti si possono creare elementi resistenti;
6. nel caso di fronti di scavo molto alti in prossimità di edifici preesistenti, si possono usare barriere fitte di micropali verticali vincolati in direzione ortogonale alla parete di scavo mediante tiranti o micropali anche in posizione sub-orizzontale, con l'affidamento delle elevate pressioni orizzontali agenti sulla parete di scavo;
7. nella costruzione di gallerie, si possono usare i micropali sia per scaricare i carichi sovrastanti, sia usandoli come tiranti per il sostegno della volta e dei fianchi;
8. nei ponti di piccole dimensioni, a volte per soli motivi di economia, le spalle di fondazione in calcestruzzo resistono a lungo all'erosione delle correnti nei periodi di piena, ma si ha l'erosione del terreno che le contorna; si può allora

corredare ciascuna delle spalle di una coppia di muri laterali d'ala paralleli all'asse del torrente che contengano il flusso di piena e proteggano le spalle. Tali muri poggiati su pochi micropali di lunghezza opportuna impediranno qualunque forma di erosione e scalzamento. In questi casi specifici il loro uso è quasi obbligatorio, poiché, come noto, le attrezzature per la loro esecuzione sono facilmente trasportabili e poco ingombranti e si possono adattare a svariate situazioni.

Il micropalo, come si deduce dal nome, è un palo di diametro ridotto rispetto ai pali comunemente adottati, costruiti con calcestruzzo e armature metalliche e con l'impiego di macchinari pesanti e di notevoli dimensioni. Il micropalo si può invece realizzare con piccole attrezzature anche in luoghi di difficile accesso e con condizioni morfologiche dei luoghi accidentate. È costituito da un tubo metallico da carpenteria in acciaio in S235-S275-S355, racchiudente un cilindro di malta di cemento iniettata all'interno e circondato da un manicotto cilindrico, sempre di calcestruzzo, che definisce il confine fra tale manufatto e il terreno in cui agisce.

Il manicotto di malta può essere formato per rifluimento di quanto iniettato dall'estremità inferiore del tubo o da fori particolari in tale estremità che, sotto adeguata pressione, risale verso l'alto diffondendosi nel terreno circostante e aderendo alla superficie esterna laterale cilindrica del palo.

Varie sono le tecnologie e i sistemi adottati per l'ottenimento di una migliore funzionalità del palo e delle sue interazioni con il terreno.

I micropali possono portare carichi fino a 50 tonnellate e raggiungere la lunghezza di 100 metri, ovviamente opportunamente giuntati.

Rispetto ai pali di grande diametro, gettati in opera o prefabbricati, il micropalo, per l'esiguità del diametro, esercita la sua funzione esaltando la portanza laterale rispetto a quella di punta, quasi trascurabile.

Circa i tubi strutturali da usare, grazie alla possibilità di una produzione in diverse qualità, si ha l'opportunità di sfruttare al meglio la tensione ammissibile ammessa dalle normative nelle varie situazioni di impiego.

I tubi strutturali vengono prodotti a caldo e a freddo rispettivamente secondo le norme EN 10210 ed EN 10219.

Questa recente normativa europea precisa le condizioni di fornitura dei profilati cavi a caldo e a freddo con sezione circolare, quadrata e rettangolare.

Tale norma ha permesso di uniformare le specifiche e le qualità di acciaio in una nuova designazione riportata nella tabella 1.1.

Le denominazioni indicate in tabella 1.1 sono da interpretare nel modo seguente:

- la lettera maiuscola "S" designa l'acciaio per gli impieghi strutturali;
- il numero che segue indica il carico unitario minimo di snervamento prescritto per gli spessori inferiori o uguali a 16 mm, espresso in N/mm^2 ;

Tabella 1.1. Elenco denominazioni con precedenti designazioni nazionali corrispondenti

Tipo di acciaio	EN 10210-1 EN 10219-1-2	Profilato	Francia NFA	Germania DIN	Inghilterra BS
S 235	JR	H	E 24 – 2	St 37 – 2	-
S 275	JO	H	E 28 – 3	St 44 – 3	43 C
S 275	J2	H	E 28 – 4	St 44 – 3	43 D
S 355	JO	H	E 36 – 3	St 52 – 3	50 C
S 355	J2	H	E 36 – 4	St 52 – 3	50 D
S 275	N	H	-	St E 285 N	-
S 275	NL	H	-	T St E 285	43 EE
S 355	N	H	E 355 R	St E 355 N	-
S 355	NL	H	-	T St E 355 N	50 EE
S 460	N	H	E 46-0 R	St E 460 N	-
S 460	NL	H	-	T St E 460 N	55 EE

- la lettera maiuscola “J”, seguita da una lettera o da un numero, definisce le qualità con caratteristiche prescritte di resilienza e precisamente:
 - “R” = temperatura ambiente;
 - “0” = temperatura a 0 °C;
 - “2” = temperatura a – 20 °C;
- la lettera maiuscola “N” è usata per designare “laminazione di normalizzazione”;
- la lettera maiuscola “L” definisce la qualità con valori minimi prescritti di resilienza a una temperatura di – 50 °C;
- la lettera maiuscola “H” specifica che si tratta di profilati cavi.

Ad esempio, nel caso di un EN 10210 – S355 J 2 H, si avrà:

N° della norma	“EN 10210”
Acciaio per impieghi strutturali	“S”
Valore minimo snervamento (N/mm ²)	“355”
Caratteristica di resilienza (min. 27 Joule a – 20 °C)	“J 2”
Profilato cavo	“H”

Nel prospetto di tabella 1.2 sono indicate le caratteristiche meccaniche dei principali acciai utilizzati secondo le norme UNI.

Tabella 1.2. Caratteristiche meccaniche di alcuni acciai

Qualità	Snervamento (N/mm ²)	Rottura (N/mm ²)	Allungamento (%)
S235	235	340	26
S275	275	410	22
S355	355	490	22

I tubi strutturali vengono prodotti a caldo e a freddo, rispettivamente secondo la normativa EN 10210 ed EN 10219, e oggi anche con la marcatura CE secondo la Direttiva 93/68/CEE.

La direttiva europea prevede che i produttori vengano sottoposti a controllo periodico da parte di un ente certificatore.

La documentazione deve riportare la relativa marcatura come segue:

- CE: marcatura di conformità CE indicato nella Dir. 93/68/CEE;
- 4132: numero di identificazione dell'organismo di certificazione;
- Ldt. Anyco, Op Box 34, B-1049: nome o marchio e indirizzo registrato del produttore;
- 06: ultime due cifre dell'anno di applicazione della marcatura;
- 41 32-PDC-00432: numero del certificato FPC (controllo produzione fabbrica);
- EN 10210-1; 2005: numero della norma europea;
- profilati cavi di acciaio: descrizione del prodotto;
- RHS 100 × 100 × 8 S355 J 2 H e informazioni sulle caratteristiche regolamentate;
- durabilità: NPD.

Per la progettazione sono necessarie le seguenti analisi strutturali per un micropalo soggetto a compressione:

- la verifica dell'instabilità relativa allo sbandamento laterale (carico di punta);
- la resistenza della sezione agente (acciaio e calcestruzzo);
- la capacità portante in base al coefficiente di sicurezza prescelto;
- la resistenza dell'ancoraggio fra la testa del palo e la struttura supportata o la verifica dell'interazione fra l'estremità superiore del palo e la platea di trasmissione del carico superiore.

Nel caso che il palo agisca a trazione non è necessaria la prima verifica per evidenti motivi.

La seconda verifica può essere riferita alla sola sezione di acciaio o a quella composta di acciaio e malta.

Occorre inoltre, per evitare confusioni, fare un breve cenno sui pali radice chiamati anche *micropali*, messi a punto con un apposito brevetto dal 1952 dall'ing. Lizzi, che agiscono con un'armatura metallica di tondini di acciaio disposti a gabbia anziché usare i tubi metallici, citati nella presente trattazione, che ne costituiscono la naturale evoluzione sia tecnica che tecnologica.

L'impiego dei micropali, nelle diverse versioni, ha costituito una vera svolta nel campo delle sottofondazioni.

Per ulteriori notizie si rimanda alla bibliografia e alle varie pubblicazioni del citato ing. Lizzi.

Normalmente non è conveniente fare pali di piccolo diametro quando è possibile impiegare pali di diametro maggiore in quanto il costo della perforazione non cresce proporzionalmente alle dimensioni del palo.

I micropali, tuttavia, rivestono un grandissimo interesse tecnico ed economico nei problemi di sottofondazione quando il disturbo dato al terreno o alle strutture durante l'esecuzione di pali normali non è stato ritenuto tollerabile oppure se le condizioni ambientali del cantiere sono difficili.

Nasce qui una definizione più completa dei micropali, ossia: pali di piccolo diametro realizzati con attrezzature di dimensioni ridotte che provocano un minimo disturbo al terreno e alle strutture interessate e attigue.

1.1.1. Tipi di micropali

Esistono due famiglie di micropali. Alla prima appartengono i pali realizzati riproducendo la tecnica dei pali di grande diametro, compreso il getto di un microcalcestruzzo con inerti di piccole dimensioni.

Alla seconda fanno capo dei veri e propri pali in acciaio costituiti da elementi profilati oppure da tubi sigillati nel terreno per mezzo di iniezioni di malte di cemento che possono, in certi casi, anche contenere sabbia. Questa prima distinzione comporta automaticamente una loro differente classificazione sul piano tecnologico.

I pali del primo tipo sono essenzialmente individuati dal diametro del fusto realizzato, mentre i pali del secondo tipo sono caratterizzati dal tipo di profilato posto in opera.

Da ciò è evidente che dal punto di vista normativo i pali del primo tipo rientrano nell'ambito delle norme delle costruzioni in cemento armato, mentre quelli del secondo tipo in quello delle costruzioni in acciaio.

Esempi caratteristici sono: i pali radice, i pali Muller, i micropali Tubfix e i pali Bauer. I micropali radice appartengono alla categoria IGU (iniezione globale unica) mentre i Tubfix alla IRS (iniezione ripetuta selettiva).

Nei paragrafi che seguono sono riportate le modalità di realizzazione di due micropali fra i tipi più conosciuti in Italia: il palo radice e il micropalo Tubfix.

1.1.2. Costruzione dei pali radice

Il palo radice viene realizzato attraverso le fasi descritte di seguito. La perforazione è eseguita con una particolare attrezzatura a rotazione introducendo progressivamente nel terreno un tubo forma munito all'estremità di una corona tagliente adeguata alla natura del terreno.

L'eliminazione dei detriti di perforazione viene effettuata per effetto della circolazione diretta di un fluido di perforazione attraverso il tubo.

Questo può essere, in funzione della natura del terreno, acqua, fango bentonitico oppure aria compressa.

Raggiunta con la perforazione tubata la quota prescelta per la base del palo, si cala nel preforo l'armatura metallica rappresentata da una sola barra in acciaio o da una gabbia di armatura come per il cemento armato.

L'entità dell'armatura posta in opera è conforme alla normativa sul cemento armato.

Dopo la posa dell'armatura viene effettuato il getto del palo con un vero e proprio microcalcestruzzo.

Il sistema è analogo a quello impiegato per il getto dei pali trivellati utilizzando un controtubo la cui estremità inferiore rimane costantemente immersa nel calcestruzzo.

Il microcalcestruzzo è formato da sabbia vagliata con un dosaggio in cemento molto elevato, dell'ordine di 600 kg/m^3 .

Al termine del getto viene applicata sulla sommità del tubo forma una testa a tenuta.

Viene quindi introdotta aria in pressione nella parte di tubo sovrastante la superficie della malta gettata, secondo un procedimento simile a quello dei pali idrocompressi. Nelle sottofondazioni di edifici, il getto interessa anche la parte di murature attraversata, costituendo il collegamento statico con le sovrastrutture che risultano quindi legate al palo.

Le attrezzature normalmente impiegate hanno dimensioni molto ridotte e permettono anche la perforazione di pali con notevole inclinazione.

I pali radice vengono realizzati con un diametro variabile da un minimo di 80 mm, in relazione al carico per il quale sono previsti e alla natura del terreno.

La portata dei pali radice viene valutata attribuendo un tasso di lavoro sulla sezione resa (compreso il contributo dell'armatura metallica) non superiore a 120 kg/cm^2 .

1.1.3. Costruzione del micropalo Tubfix (IRS)

Nel caso di un micropalo Tubfix, si esegue dapprima una perforazione con il metodo e le attrezzature più idonei al tipo di terreno, alle caratteristiche ambientali del cantiere e in relazione ai fattori economici.

In genere si tratta di una perforazione effettuata con una sonda a rotazione e circolazione di fango bentonitico.

Raggiunta la quota prevista per la realizzazione del palo, viene introdotta nel foro un'armatura tubolare di acciaio di elevate caratteristiche meccaniche (nor-

mm di lunghezze fino a 35÷40 m è rappresentata dai pali trivellati a elica continua, chiamati comunemente CFA (*Continuous Flight Auger*) (figura 2.4).

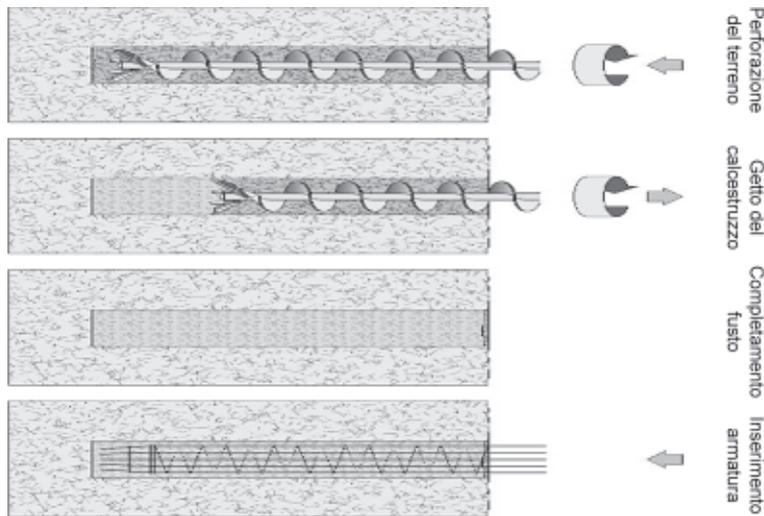


Figura 2.4. Fasi esecutive di un palo CFA

2.4.1. Fasi di esecuzione

Le fasi di esecuzione sono le seguenti:

- fase 1: perforazione del terreno. L'utensile di perforazione è costituito da un'elica continua alla cui sommità è collegata una testa di rotazione scorrevole lungo una torre guida. L'estremità inferiore dell'elica è chiusa e si avvita nel terreno fino alla profondità di progetto. La velocità di perforazione può essere modificata in base alle caratteristiche del terreno nel quale si opera;
- fase 2: getto del calcestruzzo. Una volta raggiunta la quota di progetto, l'estremità della coclea si apre e fuoriesce il calcestruzzo in pressione. Contestualmente l'elica continua la rotazione nello stesso verso e viene estratta dal terreno, formando man mano il fusto del palo;
- fase 3: completamento del fusto. Estratta l'elica di trivellazione dal terreno, si ottiene un palo uniforme, caratterizzato dalla totale continuità del getto. La sommità del palo coinciderà con il piano di campagna;
- fase 4: inserimento armatura. La gabbia di armatura già completamente costruita è inserita nel getto ancora fresco e spinta, talvolta con l'ausilio della benna di un escavatore, fino all'estremità inferiore del palo.

2.4.2. *Prescrizioni esecutive*

Per facilitare l'inserimento della gabbia di armatura nel calcestruzzo, questo deve avere classe di consistenza S4-S5 (fluida o superfluida) e inerti con diametro massimo pari a 10÷15 mm. Si raccomanda un copriferro minimo pari a 7÷8 cm. Solitamente le gabbie di armatura presentano la parte terminale sagomata secondo un profilo conico, così da evitare interferenze durante l'inserimento.

2.4.3. *Vantaggi dei pali CFA*

Questa tipologia di pali porta con sé una serie di vantaggi esecutivi brevemente riassunti qui:

- la presenza della falda non influenza la perforazione;
- non è necessario sostenere il foro con fanghi bentonitici;
- i pali non necessitano la presenza di scavi che decomprimano il terreno;
- alta velocità di esecuzione;
- assenza di vibrazioni durante la realizzazione;
- possibilità di realizzazione di pali e diaframmi in adiacenza a edifici esistenti.

2.5. Pali infissi gettati in opera

Si inizierà con la classificazione del palo infisso o palo battuto gettato in opera. Si tratta di un palo in calcestruzzo semplice o armato gettato in un foro creato senza estrazione di terreno.

2.5.1. *Dimensioni normali nominali ed effettive*

Il tubo forma o camicia da recuperare che si usa per l'esecuzione di questi pali è un tubo in acciaio senza nessuna chiusura al fondo. Lo spessore varia da 2 a 3 cm in relazione al diametro che varia da un minimo di 35 cm a un massimo di 60 cm. Attualmente i diametri usati sono: (cm) 30; 35,50; 40; 42; 45,40; 52; 54; 60. I più usati però sono: 35,50; 42; 50; 60 cm.

Il diametro dei pali eseguiti risulta presso a poco uguale al diametro esterno del tubo usato. La variazione in più (in meno non è mai auspicabile) dipende e dal terreno e dal modo di esecuzione del palo.

Se ne vedrà meglio dopo il perché, ma si noti subito che le sbulbature, i ringrossi realizzabili lungo il palo, vanno sovente a scapito della sicurezza del palo che sta, specie per un palo a base espansa, nella continuità e nella omogeneità del calcestruzzo.

2.5.2. Portate tipiche

La portata di un palo dipende dalle misure geometriche del palo, dal metodo di esecuzione, dalle caratteristiche del terreno.

A titolo grossolanamente informativo si dica che, a parte i terreni con caratteristiche geotecniche particolarmente scadenti, a pali battuti gettati in opera con base espansa eseguiti a regola d'arte si dà un carico di esercizio da 50 a 60 kg per ogni cm² di sezione.

2.5.3. Infissione del tubo

Per l'infissione si usano due metodi:

- tubo battuto in testa;
- tubo battuto in fondo.

Con il primo metodo si chiude il tubo al fondo con una puntazza o con un piatto in acciaio che si perde a ogni palo, un martello diesel batte il tubo in testa e lo affonda nel terreno.

Il secondo è un classico metodo Franki. Si versa nel tubo una quantità di materiale inerte (ghiaia o sabbia o calcestruzzo asciutto) per un'altezza di circa 3 volte il diametro interno. Si inizia poi a battere. La mazza battente, il maglio, è un cilindro di acciaio del peso da 2 a 4-5 tonnellate del diametro da 20 a 40 cm, lungo da 5 a 6 metri. Il maglio, sollevato con una fune a mezzo di un argano, cade in caduta libera entro il tubo e batte sulla ghiaia posta al fondo del tubo. Battuta dal maglio, la ghiaia si comprime con forte aderenza alla parete interna del tubo forma (le è pressoché impedito di uscire per la resistenza offerta dal terreno). Man mano che il maglio batte sul fondo, la ghiaia forma al fondo del tubo un tappo compatto, impermeabile facente un tutto con il tubo stesso: a ogni colpo di maglio il tubo penetra nel terreno.

Si analizzi ora l'effetto che la battitura di un palo ha sul terreno. In terreni incoerenti la vibrazione indotta dalla battitura ha per effetto l'abbassamento del piano di lavoro. L'abbassamento e quindi l'addensamento del terreno è naturalmente tanto più notevole quanto più è sciolto il terreno e specie per terreni prosciugati da poco tempo. L'effetto è risentito in un raggio massimo di 5 o 6 metri.

In terreni argillosi o limo argillosi si ha invece l'effetto contrario. La scarsa compressibilità fa sì che nell'intorno del tubo che si infigge si abbia un sollevamento del piano di lavoro. Naturalmente, per palificate non troppo fitte, il sollevamento è avvertibile solo durante l'affondamento dei primi metri di tubo. Si possono infiggere tubi e poi eseguire pali con inclinazione sulla verticale.

Con le attrezzature attualmente sul mercato si possono eseguire pali con inclinazione sulla verticale di circa 15°. Per pali non troppo lunghi in terreni che non offrono grandi resistenze si può anche arrivare a 18°.

2.5.4. *Formazione della base*

Raggiunta la profondità voluta, per l'esecuzione della base occorre eliminare il tappo di fondo. Si estrae di un poco il tubo in modo da lasciare un vuoto al di sotto e, tenendo legato il tubo alla macchina in modo che non possa scendere, si batte con il maglio finché il tappo non sia quasi interamente espulso dal tubo (quasi, non tutto).

Il tappo che resta nel tubo deve soddisfare a due esigenze contrarie:

- deve essere abbastanza corto da non poter trascinare il tubo per aderenza;
- deve essere abbastanza lungo da vietare il passaggio di acqua o fango dall'esterno all'interno del tubo.

Da questo momento si inizia la base. Si versano nel tubo piccole quantità di calcestruzzo quasi asciutto e si batte con il maglio. Il calcestruzzo, battuto dal maglio, fuoriesce dal tubo a costipare il terreno e a formare il bulbo di base. La quantità è di circa 5-10 litri di calcestruzzo per volta; l'altezza di caduta del maglio sarà di circa 5-10 metri.

Per eseguire, ad esempio, un palo del diametro 50 mm, si usa un maglio di circa 3.000 kg. A ogni colpo il maglio sviluppa quindi una energia fino a circa 30.000 kgm.

Il calcestruzzo usato per la base deve essere appena umido: se il maglio batte su un calcestruzzo bagnato vi si pianta dentro invece di costringerlo a uscire dal tubo: l'acqua sarà solo quella strettamente necessaria per la presa del cemento.

Man mano che si procede nell'esecuzione della base di diminuisce l'altezza del calcestruzzo nel tubo fino a ridurre tale altezza a zero. A fare barriera contro l'ingresso dell'acqua o del terreno nel tubo vi è il calcestruzzo della base compatto e pressoché impermeabile.

Il poter battere con la mazza all'estremità del tubo e non entro il tubo è importante: tutta l'energia della battitura è sfruttata per la compattazione del terreno oltre che della base stessa e non viene dispersa in lavoro di dilatazione del tubo e di sforzi di trazione del tubo come avverrebbe se si avesse nel tubo stesso un'altezza rilevante di calcestruzzo.

2.5.5. *Getto del fusto*

Terminata la base si esegue il fusto del palo che appoggerà sulla base creata. I modi per eseguire il fusto sono sostanzialmente due:

- metodo del palo colato;
- metodo del palo battuto.

PALO COLATO

Posta in opera la gabbia ed eseguito un breve tratto di palo, si riempie interamente il tubo di calcestruzzo fluido, plastico-fluido (15 cm di abbassamento del cono) e si estrae il tubo.

Rispetto al metodo del palo battuto di cui si parlerà più avanti, questo sistema è più semplice e dà quindi minori errori di esecuzione. A fronte però della semplicità a livello degli immediati esecutori del palo, questo metodo richiede maggior impegno alla direzione del cantiere.

Occorre per prima cosa un calcestruzzo di grande lavorabilità ottenuta senza eccesso di acqua; occorre approvvigionare in una sola volta tutto il calcestruzzo del palo, riempire velocemente tutto il tubo e sfilare: se il calcestruzzo, specie in fondo al tubo, rimane troppo tempo fermo, pressato da tutta la colonna superiore, perde la sua fluidità. Si tenga conto che il calcestruzzo non è vibrato né battuto, ma deve da solo sistemarsi con forza contro il terreno. Si impiegano anche sistemi di vibrazione del tubo.

Data la plasticità del calcestruzzo usato occorre poi controllare che l'infissione del tubo non danneggi il palo vicino da poco eseguito: in terreni poco compressibili è prudente tenersi, nell'eseguire un palo, a 5 diametri dai pali eseguiti nello stesso giorno. Il palo colato, salvo il caso di pali corti e di terreni di scarsissima plasticità, deve sempre essere armato con una gabbia incastrata nella base: in caso contrario c'è il pericolo che nell'estrazione del tubo si creino delle strozzature nel calcestruzzo.

PALO BATTUTO

Terminata la base si ha nel tubo un'altezza da zero a 20 cm di calcestruzzo ben battuto: quanto basta a vietare l'ingresso nel tubo di acqua o terreno. Si versano allora nel tubo 100/150 litri di calcestruzzo; si estrae un poco il tubo tenendo il maglio appoggiato sul calcestruzzo; si batte il calcestruzzo con il maglio. Si versano altri 100/150 litri di calcestruzzo; si estrae un poco il tubo sempre con il maglio che preme; si batte il calcestruzzo con il maglio. Durante l'estrazione del tubo il cilindro di calcestruzzo, non ancora compattato, ma spinto dal peso del maglio, va ad assumere il diametro esterno del tubo, occupa cioè il foro lasciato dal tubo, nella successiva fase di battitura il calcestruzzo si compatta e aderisce con forza al terreno. L'operazione viene ripetuta sino al completamento del palo. Il motivo dell'utilizzo di 100/150 litri di calcestruzzo è esposto qui di seguito.

Si abbia, ad esempio, un palo eseguito con un tubo del diametro esterno di 50 cm; versando ogni volta 150 litri di calcestruzzo si forma ogni volta un tratto di palo di circa 70 cm. Battuto con il maglio, tutto il cilindro di calcestruzzo si compatta; se il cilindro fosse invece molto più lungo si compatterebbe solo nella parte superiore e non nella parte inferiore per la dispersione della energia di battitura in

componenti radiali. Si otterrebbero così dei pali formati a tratti da calcestruzzo soffice e poroso.

L'altezza di calcestruzzo che si deve avere nel tubo deve essere tale che i colpi di maglio abbiano effetto sul calcestruzzo che è fuori del tubo, che è nel terreno, perché si costipi nella sua posizione definitiva e perché aderisca al terreno.

Ora, perché ciò avvenga è necessario che il tratto di palo lasciato nel terreno e ancora da costipare non sia troppo lungo e soprattutto che nel tubo vi sia poco calcestruzzo. Se nel tubo vi è altezza rilevante di calcestruzzo l'energia di battitura del maglio, invece di compattare e fare aderire al terreno un tratto di palo, compatta il calcestruzzo nel tubo e si disperde in lavoro di deformazione del tubo. Si tenga presente che il calcestruzzo usato ha un rapporto acqua/cemento di circa 0,5 con un dosaggio di 300 kg di cemento e quindi un angolo di attrito interno rilevante. Si ribadisce che l'altezza di calcestruzzo che si deve avere nel tubo deve essere tale che il maglio battendo faccia sentire la sua azione al calcestruzzo che il tubo ha già abbandonato nel terreno: da 20 a 50 cm. Si potrà obiettare che un tappo così corto non può controbilanciare la pressione esterna: si tenga conto della compattezza di questo calcestruzzo e che sopra vi è appoggiato un maglio di 3 tonnellate.

2.5.6. Calcestruzzo

Per la base il calcestruzzo deve essere quasi asciutto per far sì che il maglio battendovi sopra lo espella dal fondo del tubo e lo comprima nel terreno: deve però contenere l'acqua necessaria alla presa del cemento.

L'acqua che il più delle volte è contenuta nel terreno non può bagnare che la superficie esterna della base: date le modalità con cui è stata eseguita la base del calcestruzzo è pressoché impermeabile.

Per il fusto del palo si usano due tipi di calcestruzzo: per il fusto nel metodo colato un calcestruzzo di grande lavorabilità (circa 15 cm di abbassamento al cono) che, per le resistenze che normalmente si richiedono al calcestruzzo di un palo, sarà dosato a 350 kg di cemento.

Per il fusto, nel metodo battuto, si usa invece un calcestruzzo di nessuna lavorabilità. Con un dosaggio di 300 kg di cemento, quale normalmente di usa, si dovrà avere un rapporto acqua/cemento pari a circa 0,5. La granulometria degli inerti è la stessa usata per i calcestruzzi armati.

2.5.7. Gabbie di armatura

Un palo Franki può essere armato con:

- una gabbia lunga quanto è lungo il palo;

- una gabbia negli ultimi 6-7 metri;
- degli spezzoni di ferro negli ultimi 2-3 metri di testa.

Una gabbia è formata da almeno 5 ferri longitudinali staffati da un'elica. Il diametro esterno della gabbia è inferiore al diametro interno del tubo solo di quel tanto che permetta di introdurla con sicurezza nel tubo.

Si vedano ora le sollecitazioni cui deve resistere la gabbia durante l'esecuzione del palo per poter dare delle dimensioni (a parte naturalmente le dimensioni date dal progettista per gli eventuali sforzi di presso-flessione o di tensione).

Alla quota fissata si sfila dunque il maglio dal tubo, si introduce la gabbia, si infila di nuovo nel tubo il maglio e si riprendono le operazioni di prima: si versano 100/150 litri di calcestruzzo, si solleva di un poco il tubo tenendo il maglio appoggiato sul calcestruzzo, si batte il calcestruzzo con il maglio.

Il maglio dunque deve scorrere entro la gabbia: perché la gabbia non subisca troppi movimenti è bene che il diametro esterno sia di poco inferiore al diametro interno del tubo. Questo precetto serve anche a centrare la gabbia rispetto al palo eseguito: il tubo cioè avrà la stessa funzione dei distanziatori per i ferri vicini alla cassaforma nei normali getti di calcestruzzo armato.

Il maglio poi batte il calcestruzzo al fondo del tubo e spinge il calcestruzzo stesso contro il terreno: se il ferro è troppo sottile segue la sagomatura del palo; sarà cioè ondulato. Il diametro da prescrivere dipende dal peso del maglio usato e dal terreno: nella generalità dei casi il tondo del 16 per il palo da 42 cm, il 18 per il palo da 50 cm ed il 20 per il palo da 60 cm, danno dei buoni risultati.

Si vedrà ora quando e perché si deve armare il palo, trattando naturalmente solo delle necessità esecutive e tralasciando quelle che sono le richieste dello strutturista.

Ciò che avviene nella fase di esecuzione del fusto del palo nel momento in cui si solleva il tubo è che il terreno, premendo sul tratto di palo appena gettato, spinge in su il calcestruzzo che è ancora nel tubo; il tubo, sollevandosi, per attrito tira in su il calcestruzzo; il maglio spinge in giù il calcestruzzo. Può accadere che le prime due forze, la spinta del terreno e l'attrito della superficie interna del tubo, diano una spinta verso l'alto superiore a quella del maglio verso il basso. In questo caso si ha una strizione del palo o anche un taglio.

La prima delle due componenti è rivolta verso l'alto: la spinta del terreno è più efficace nei pali con fusto colato per la maggior plasticità del calcestruzzo; per quanto riguarda la seconda, l'attrito tubo-calcestruzzo è più efficace nei pali con fusto battuto per il maggior angolo di attrito di questo tipo di calcestruzzo.

Invece, se il palo è armato, si avrà ancora una componente verso l'alto data dalla spinta del terreno e la spinta verso il basso data dal peso del maglio. Non si avrà più il trascinarsi verso l'alto operato dalla parete interna del tubo nel sollevarsi poiché si avrà la gabbia che si interpone alla trasmissione di quest'azione di trascinarsi e trattiene in giù il calcestruzzo.

Terminata la breve fase di sollevamento del tubo, 2 o 3 colpi di maglio saranno sufficienti a espandere il calcestruzzo al di sotto del tubo fuori dalla gabbia e assumere, come minimo, il diametro esterno del tubo. L'operazione della messa in opera della gabbia, definite le modalità esecutive, non è difficile ed è sicura.

Nel caso dunque di pali lunghi, in genere a partire da 15 metri circa e in ogni caso in cui la spinta del terreno può essere tale da procurare strizioni o tagli nel palo, è necessario armare il palo per tutta la sua lunghezza.

Un'attenzione del tutto particolare va posta all'inizio dell'esecuzione del fusto quando le pressioni create per l'immissione nel terreno del calcestruzzo della base sono notevoli.

Se il terreno ha caratteristiche di grande coesione, ecco che si possono usare gabbie negli ultimi metri della parte superiore per reagire alle flessioni.

Se proprio si è sicuri che il palo sia solo soggetto a solo sforzo normale, possono bastare gli spezzoni di collegamento in testa che possono comunque assorbire una modesta quota di momento flettente.

In questi casi sono necessari e consigliabili dei cordoli abbastanza rigidi che collegano le varie teste dei pali, il che a volte può essere abbastanza costoso, anche se obbligatorio in certi casi per le norme sismiche.

2.5.8. Lunghezza dei pali

Se in un terreno a una certa profondità è difficile o impossibile proseguire ad affondare un tubo, salvo casi particolari è anche inutile proseguire con l'affondamento.

I limiti posti alla lunghezza dei pali dalle difficoltà di affondamento o di estrazione del tubo dipendono dalla resistenza del terreno e dalle caratteristiche della macchina battipalo.

Attualmente le attrezzature sul mercato italiano permettono di usare un tubo unico di lunghezza fino a 27 metri; a questo tubo, con semplice giunzione a bicchiere, si può aggiungere un altro tubo. Lo sforzo di estrazione sviluppabile è di circa 100 tonnellate.

Si parlerà qui invece dei limiti posti alla lunghezza dei pali battuti gettati in opera dalle difficoltà che si incontrano una volta portato a termine l'affondamento del tubo.

Le difficoltà più serie da superare sono al momento dell'inizio della base e al momento dell'inizio del getto del fusto.

Con le pressioni che si incontrano a notevole profondità occorrerebbe un rigoroso controllo della lunghezza del tappo da lasciare in fondo al tubo: controllo reso difficile dalla elasticità della corda di sollevamento del maglio (sulla corda del maglio c'è un segno che dà la posizione del fondo del maglio rispetto al fondo del tubo). All'inizio del fusto poi, si deve tener conto che alla pressione preesistente

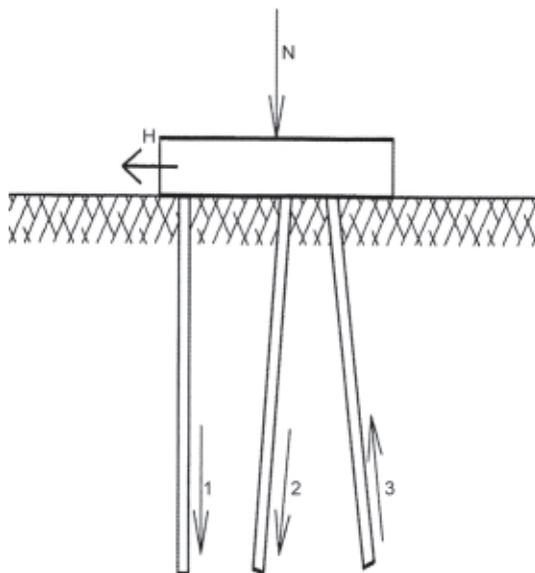


Figura 2.12. Fila di pali soggetti a trazione

2.9. Calcolo dei cedimenti di palificate

2.9.1. Rotazione della platea

Si supponga che una platea soggetta al carico verticale N e al momento M , trasmessi ad esempio da una pila di un ponte, scarichi tali sforzi tramite una palificata di n pali (figura 2.9). Nell'esempio di figura $n = 6$.

Determinata la posizione dell'asse neutro che è bene abbia giacitura nel piano al di fuori del perimetro della platea o piastra di fondazione, considerata rigida, affinché i pali siano tutti compressi, si può, noto M e i cedimenti Δ_i dei singoli pali, determinare la rotazione θ della platea, tenendo conto che per l'equilibrio il lavoro di M è assorbito dai pali, tramite la semplice relazione:

$$M\theta = \sum N_i \cdot \Delta_i \quad (2.36)$$

dove Δ_i e N_i sono rispettivamente l'abbassamento del palo i -esimo e il carico relativo.

Tenendo conto che la fondazione è rigida, l'angolo θ di rotazione della fondazione sotto l'azione di M si può determinare, se si conosce l'abbassamento Δ_i del palo i -esimo, per cui si ricava:

$$\theta = \frac{\Delta_i}{l_i} \quad (2.37)$$

dove l_i è la distanza fra l'asse del palo i -esimo e l'asse neutro, che è nota una volta conosciuta la giacitura del secondo.

Inversamente, una volta determinato θ , si possono calcolare tutti gli altri abbassamenti, poiché noti la disposizione in pianta dei pali e quindi la posizione dei loro assi e la giacitura dell'asse neutro, si ricavano le varie distanze l_i e quindi i vari valori Δ_i applicando la (2.37).

2.9.2. Analisi del cedimento del palo

La deformazione del palo, specie se lungo, va considerata come l'effetto di due azioni:

- quella del terreno sotto la base del palo e della palificata;
- l'accorciamento elastico del fusto del palo.

Si prenda in considerazione la figura 2.13, ove sono schematizzati tre casi di interazione palo-terreno (ricavati dal Bowles):

- palo solo resistente di punta;
- resistenza di attrito costante lungo il fusto del palo;
- resistenza di attrito variabile linearmente lungo il fusto del palo.

Geddes ha sviluppato una teoria derivata da quella del Boussinesq ricavando per il punto A, posto a quota z e a distanza r dall'asse del palo, uno sforzo verticale:

$$\sigma_z = \frac{N}{H^2} \cdot k_z \quad (2.38)$$

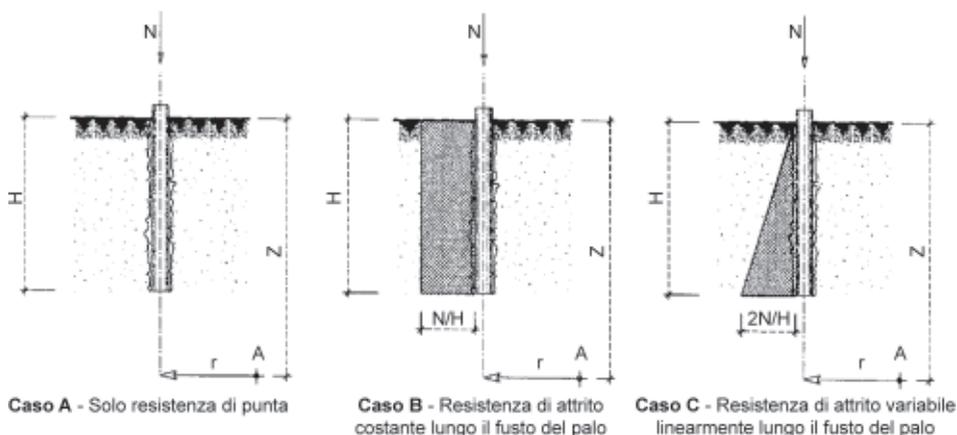


Figura 2.13. Sistema palo-terreno secondo Mindlin

dove k_z , chiamato *coefficiente di sforzo* o *coefficiente d'influenza adimensionale* è ottenuto con complesse formule mediante elaboratore elettronico e in funzione dei parametri adimensionali:

$$n = \frac{r}{H} \quad m = \frac{z}{H}$$

Il cedimento si calcola, noto il modulo elastico E_t del terreno, con la relazione:

$$\delta_t = \frac{\sigma_z \cdot H}{E_t} = \frac{k_z \cdot N}{E_t \cdot H} = w_z \cdot N \quad (2.39)$$

ove w_z si chiama anche *deformabilità del palo*.

L'accorciamento elastico del palo si determina con la relazione:

$$\delta_p = \lambda \cdot \frac{N \cdot H}{E \cdot A} \quad (2.40)$$

con $\lambda \leq 1$, che dipende dalla distribuzione di N dalla testa alla base del palo, ove E e A sono rispettivamente il modulo elastico del palo e la sezione trasversale del palo, come si vedrà in dettaglio al paragrafo successivo.

Come già osservato, gli sforzi esistenti nel terreno posto sotto la base del palo sono responsabili dei cedimenti, mentre la deformazione al di sopra della base o punta del palo, cioè nel fusto, sarà limitata all'accorciamento elastico del palo esprimibile con la (2.40).

Il Bowles raccomanda l'uso del metodo illustrato per ottenere lo sforzo verticale che consenta il calcolo del cedimento nel terreno al di sotto della punta o base dei pali.

2.9.3. Valutazione dei cedimenti. Influenza della non linearità di comportamento

Come noto, il terreno presenta un comportamento non lineare già a bassissimi livelli deformativi ($> 10^{-4}$ - $10^{-3}\%$). Ciò significa che la rigidità del terreno (quindi il suo modulo di deformazione) presenta un decadimento più o meno pronunciato al progredire della deformazione. Tale comportamento è ben evidente osservando una generica curva carico-cedimento di un palo di fondazione, per il quale i fenomeni di concentrazione di elevati sforzi di taglio e la conseguente parziale saturazione della resistenza disponibile possono sommarsi, amplificando la risposta non lineare.

Di tali aspetti bisogna tenere conto quando si voglia valutare il cedimento ammissibile di un palo e, conseguentemente, il carico che il palo stesso deve sopportare. Quest'approccio, differente dal tradizionale in cui è la capacità portante la grandezza da valutare, (a cui si applica poi un coefficiente di sicurezza), trova applica-

zione in analisi in termini di stato limite di servizio (SLS) piuttosto che in termini di stato limite ultimo (ULS).

Soluzioni elastiche sono state sviluppate con lo scopo di valutare il cedimento di un palo singolo e sono diffusamente utilizzate nella pratica.

Come detto però un accurato metodo deve essere in grado di tenere in conto la non linearità di comportamento. Anche in questo ambito esistono tutta una serie di proposte, tra le quali si può citare il recente metodo di Fleming (1992) basato su funzioni iperboliche di trasferimento differenti per base e fusto del palo.

Alcune ulteriori osservazioni sono inoltre degne di nota:

- i metodi “non lineari”, in generale, necessitano la conoscenza dei parametri elastici iniziali del terreno, stimabili o con prove di carico su pali di prova o con accurate indagini sul terreno;
- la modellazione del terreno, con metodi a molle non lineari o come semispazio elastico non lineare, prevede comunque la definizione di parametri di rigidezza che difficilmente riescono a cogliere il comportamento, diverso, del terreno adiacente al palo e di quello lontano dallo stesso;
- la valutazione del cedimento del palo singolo, oltre che per gli approcci in termini di SLS, può avere rilevanza per quanto riguarda il comportamento dei gruppi di pali, in quanto necessita la conoscenza del cedimento medio, della distribuzione dei carichi e della rigidezza del gruppo di pali. Tra i metodi si può citare il cosiddetto *metodo ibrido* (Chow, 1987; Poulos, 1989), nel quale fattori di interazione palo-terreno-palo vengono combinati, appunto, con relazioni carico-cedimento non lineari relative al palo singolo.

2.9.4. Conclusioni

Come conclusione si possono proporre due osservazioni generali:

- è impossibile affermare in termini assoluti quale metodo sia “il migliore”. Ogni approccio ha le sue caratteristiche, i suoi propri campi di applicabilità e la sua affidabilità, basata sulla continua e positiva applicazione nella pratica e su confronti tra i valori previsti e quelli realmente misurati. Più che un giudizio assoluto, potrebbero essere interessanti confronti relativi in termini di affidabilità/accuratezza, con implicazioni anche nel campo della “economicità della progettazione”;
- si sottolinea, come in ogni altra applicazione geotecnica, la fondamentale importanza della caratterizzazione del terreno. L’equazione “metodo di calcolo accurato = risultato voluto” è fortemente condizionata dalla corretta scelta, valutazione, interpretazione, utilizzo dei parametri geotecnici. Inoltre le sorprese dovute alla inerente variabilità spaziale del terreno, se evidenziate a progettazione avvenuta, in fase esecutiva, possono risultare molto più gravose di un’indagine geotecnica iniziale più estesa e più mirata.

2.10. Procedura di calcolo del cedimento

2.10.1. Deformazioni del terreno

Le lunghe formule che hanno condotto alla (2.38) permettono di calcolare il valore di k_z e quindi σ_z e infine δ_i con la (2.39).

Si precisa che la distanza r si può assumere in tutto il semispazio posto sotto la base del palo per cui per un punto di coordinate (r, z) in tale zona si può determinare k_z . Questo, nella teoria, vale per un palo singolo.

Nel caso di palificata, il valore r , all'interno della palificata, non può superare la metà della massima distanza fra gli assi dei pali ritenuti verticali.

Se si esamina infatti la figura 2.14 in cui è schematizzata la zona di influenza degli sforzi di un palo di diametro d ad attrito, facente parte di una palificata di quattro pali, si vede che, secondo l'interasse i assunto, variano le configurazioni delle zone di interazione fra pali.

Si fa osservare che un idoneo interasse fra i pali riduce l'ampiezza delle zone di sovrapposizione e il numero di pali contribuyente allo stato di sforzo in ogni zona.

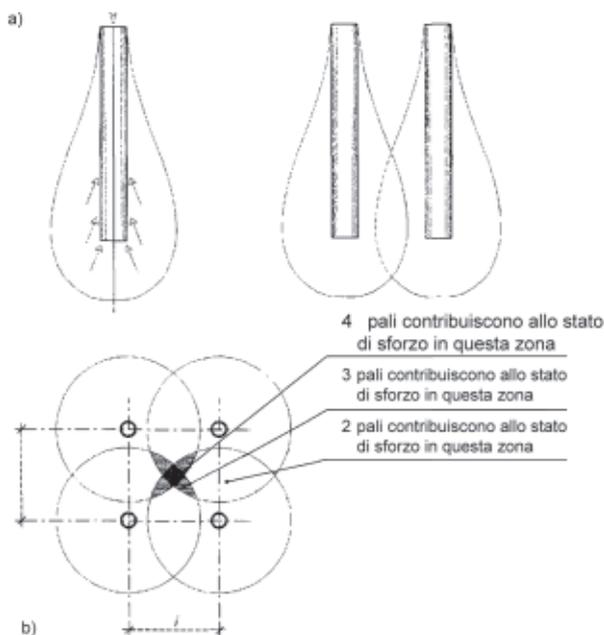


Figura 2.14. Zona di influenza degli sforzi attorno a un palo ad attrito; è indicata la sovrapposizione degli effetti dovuta alla presenza degli altri pali

L'interasse ottimale sembra essere dell'ordine $2,5 \div 3,5d$, in presenza di soli carichi verticali, usualmente $i = 3d$.

Per pali soggetti a carichi trasversali o dinamici, interassi maggiori forniscono migliori prestazioni.

Si fa osservare che, specie per i pali infissi, durante l'esecuzione si ha una trasmissione di sforzi che si diffonde lateralmente nel terreno.

Per cui se i pali fossero molto ravvicinati nascerebbero delle interazioni (attrito negativo) che influenzerebbero l'azione portante di ogni singolo palo e della palificata.

Nel testo sono allegate tre tabelle riprese dal testo del Bowles citato in bibliografia (tabelle 2.18-2.20), che riportano il valore di k_z nei tre casi (figura 2.13) citati per tre tipi di terreno con modulo di Poisson:

$$\mu = 0,20 \quad \mu = 0,30 \quad \mu = 0,40$$

Si ricorda che $\mu = 0,30 \div 0,35$ per i terreni granulari e $0,40 \div 0,50$ per le argille (i valori di k_z dovrebbero essere preceduti dal segno “-” per indicare che lo sforzo è di compressione).

I valori di k_z vanno determinati nella zona che si estende dalla base del palo ($z = H, m = 1$) fino a una distanza H della base del palo ($z = 2H$ e $m = 2$) e ricavati per dieci intervalli.

Dal primo e secondo valore si ottiene il valore medio k_1 , fra il secondo e il terzo si ottiene analogamente k_2 e così facendo fino al valore medio k_{10} dell'ultima coppia (nono e decimo valore).

Il valore k_z si ottiene dalla media dei valori medi:

$$k_z = \frac{\sum k_i}{10}$$

come si vedrà nell'esempio numerico.

2.10.2. Deformazioni del palo

Prescindendo dall'instabilità al carico di punta, in genere trascurabile, per i pali infissi nel terreno, vengono analizzati i possibili comportamenti elastici di un palo collegati alle condizioni di trasmissione degli sforzi, secondo gli schemi delle figure 2.11-2.13 che qui si riassumono:

- A) caso di sola resistenza di punta;
- B) caso di resistenza di attrito lungo il fusto del palo;
- C) caso di ripartizione fra punta e fusto del palo.

FLESSIONE SEMPLICE

Questo è un caso particolare del precedente con:

$$e \rightarrow \infty$$

Conseguentemente, eguagliando a zero il denominatore della prima relazione, si ottiene:

$$\mu = \frac{-3 \cdot \varphi \cdot \cos \varphi + 2 \cdot \sin^3 \varphi + 3 \cdot \sin \varphi \cdot \cos^2 \varphi}{3 \cdot m \cdot \pi \cdot \cos \varphi}$$

Con l'impiego della tabella 2.25 si ottengono i valori di verifica:

$$\sigma_a = \frac{m \cdot M \cdot (r_1 + x_1)}{I \cdot R^3}$$

$$\sigma_b = \frac{M \cdot x}{I \cdot R^3}$$

I valori di x e x_1 si ricavano dalla figura 2.29. Si fa osservare che la grande comodità della citata tabella 2.25 deriva dal fatto che essendo I relativo a $R = 1$, con qualunque diametro del palo si può risolvere sempre il problema della flessione.

Infatti il momento di inerzia corrispondente al raggio R del palo si otterrà moltiplicando I per R^4 .

Le distanze, invece, della fibra tesa e della fibra compressa dall'asse neutro vanno moltiplicate per R e i moduli di resistenza alla flessione per R^3 per cui si ottiene:

$$\text{rispetto alla fibra più tesa: } W_a = \frac{I \cdot R^4}{R \cdot (r_1 + x_1)} = \frac{I \cdot R^3}{(r_1 + x_1)}$$

$$\text{rispetto alla fibra più compressa: } W_a = \frac{I \cdot R^4}{R \cdot x} = \frac{I \cdot R^3}{x}$$

La tabella 2.24 è stata completata fino al valore $\varphi = 141^\circ$, ritenuto sufficiente per le normali applicazioni.

Per valori di φ superiori si verifica facilmente che la sezione è quasi completamente compressa e non esistono difficoltà per le conseguenti verifiche.

Infatti per piccole eccentricità, con centro di pressione contenuto nel nocciolo centrale d'inerzia, il valore minimo di e/R è pari a 0,25.

Tabella 2.25. Pressione composta

φ	CALCESTRUZZO	$\frac{l}{x}$	ACCIAIO
	%		$\frac{l}{(r_1 + x_1)}$
53	0,00255	0,24753	0,07031
54	0,00284	0,26140	0,07764
55	0,00316	0,27613	0,08572
56	0,00352	0,29252	0,09487
57	0,00392	0,30809	0,10434
58	0,00435	0,32493	0,11486
59	0,00480	0,34053	0,12559
60	0,00536	0,36071	0,13873
61	0,00595	0,38050	0,15258
62	0,00660	0,40108	0,16761
63	0,00730	0,41668	0,18230
64	0,00812	0,44587	0,20220
65	0,00900	0,46952	0,22193
66	0,00995	0,49547	0,24360
67	0,01110	0,52397	0,26812
68	0,01230	0,55205	0,29393
69	0,01360	0,58680	0,32502
70	0,01520	0,61840	0,35631
71	0,01700	0,65749	0,39394
72	0,01900	0,69902	0,43554
73	0,02120	0,74271	0,48110
74	0,02380	0,79289	0,53398
75	0,02680	0,86339	0,60440
76	0,03030	0,91438	0,66530
77	0,03430	0,98529	0,74501
78	0,03910	1,06869	0,83987
79	0,04490	1,16766	0,95363
80	0,05180	1,28153	1,08772

2.13. Teoria di Broms (1964) per azioni trasversali

Una seconda teoria per il dimensionamento e la verifica di pali soggetti a sollecitazioni orizzontali, spesso applicata nella pratica professionale, è quella proposta da Broms nel 1964. Come ogni teoria, alla base vi sono delle ipotesi semplificative che permettono l'utilizzo di semplici formule pur non discostandosi troppo dal comportamento reale. Le principali ipotesi sono:

- comportamento dell'interfaccia palo-terreno e comportamento flessionale del palo di tipo rigido perfettamente plastico;
- la sezione del palo non modifica il comportamento, anche se è necessario definire una dimensione caratteristica (nel caso più comune il diametro D del palo);

- il terreno è omogeneo lungo tutta la profondità del palo;
- necessità di studiare separatamente il caso di rottura drenata e non;
- necessità di studiare separatamente il caso di pali la cui testa sia impedita di ruotare o meno;
- necessità di diversificare le condizioni di calcolo in funzione dei valori D e L del palo.

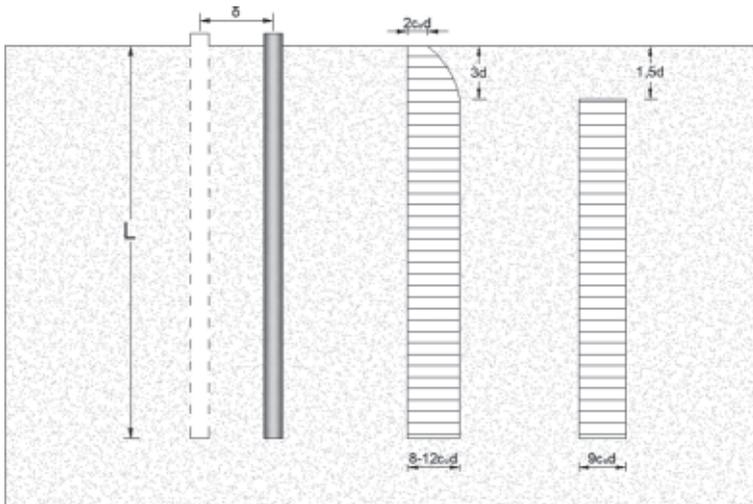


Figura 2.30. Resistenza limite dei terreni coesivi

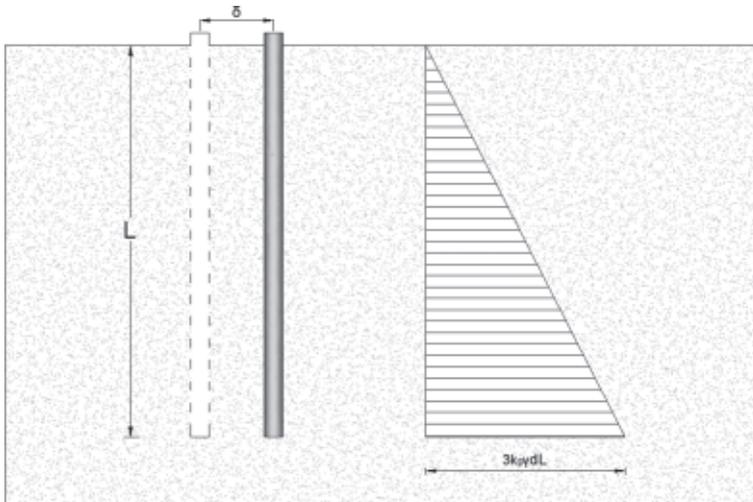


Figura 2.31. Resistenza limite dei terreni incoerenti

Quest'ultima condizione comporta che la teoria fornisca differenti equazioni della spinta resistente in base alla geometria del palo.

La quarta condizione comporta la necessità di ricavare resistenze differenti in funzione della tipologia di terreno. In particolare, per i terreni coesivi si utilizza la resistenza riportata con grafico nella figura 2.30 dove al centro è rappresentato l'andamento sperimentale e a destra quello semplificato utilizzato di seguito. Per ciò che riguarda i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità come si vede in figura 2.31.

2.13.1. Pali impediti di ruotare in testa

Ogni equazione rappresenta un diverso meccanismo di rottura, identificati come palo “corto” (senza formazione di cerniere plastiche), palo “intermedio” (con la formazione di una cerniera plastica) e palo “lungo” (con la formazione di due cerniere plastiche). È necessario ricavare la resistenza massima per ciascun meccanismo di rottura; il meccanismo “reale” da considerare per le verifiche è quello caratterizzato dalla minor resistenza alle azioni orizzontali:

$$H = \min[H_{(C)}; H_{(I)}; H_{(L)}]$$

2.13.1.1. Condizioni non drenate, palo impedito di ruotare in testa

La resistenza alle azioni orizzontali per un palo “corto” in terreno coesivo è pari a:

$$H_{(C)} = 9 \cdot c_u \cdot D \cdot (L - 1,5D)$$

a cui corrisponde un momento flettente massimo:

$$M_{\max(C)} = H \cdot (0,5 \cdot L + 0,75 \cdot D)$$

Da confrontarsi con il momento flettente resistente del palo.

La resistenza alle azioni orizzontali per un palo “intermedio” in terreno coesivo è pari a:

$$H_{(I)} = -9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \left(\frac{L}{D} + 1,5\right) + 9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \sqrt{2 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2 + \frac{4}{9} \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3} + 4,5}$$

Nella quale M_y è il momento plastico del palo e lo si raggiunge in testa, dove si forma l'unica cerniera plastica caratteristica di questa tipologia di meccanismo. Nel caso di “palo lungo” la massima sollecitazione orizzontale sopportabile è pari a:

$$H_{(L)} = -13,5 \cdot c_u \cdot D^2 + c_u \cdot D^2 \cdot \sqrt{182,25 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3}}$$

In quest'ultimo caso, oltre la cerniera plastica formatasi in testa, il momento flettente di segno opposto alla profondità B raggiunge il valore di plasticizzazione, costituendo la seconda cerniera plastica. La profondità è pari a:

$$B = 1,5 \cdot D + f$$

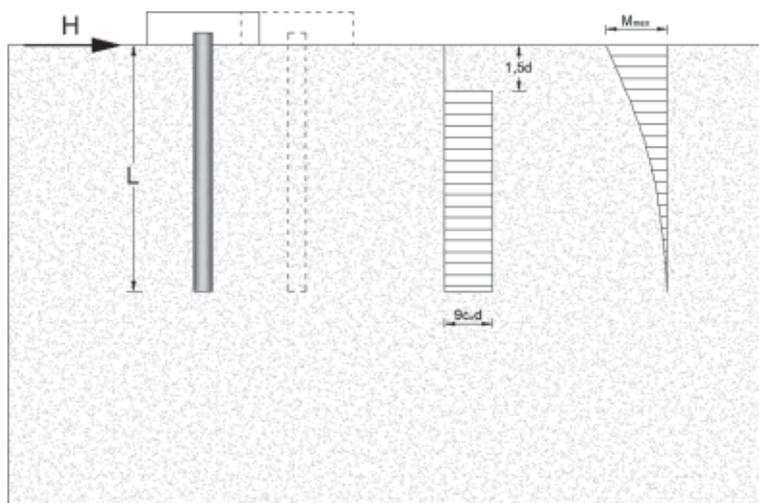


Figura 2.32. Condizioni non drenate, palo impedito di ruotare in testa: palo corto

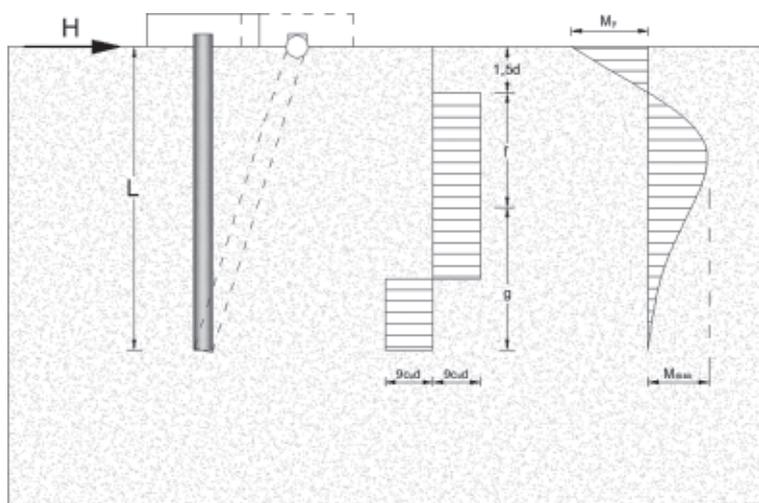


Figura 2.33. Condizioni non drenate, palo impedito di ruotare in testa: palo intermedio

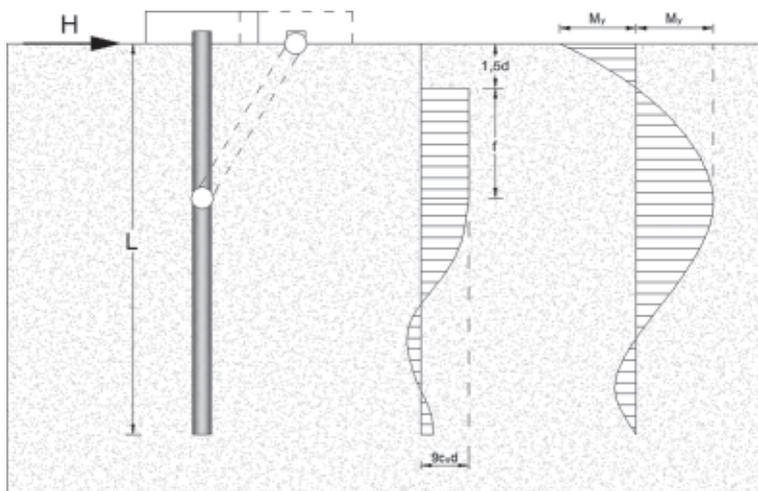


Figura 2.34. Condizioni non drenate, palo impedito di ruotare in testa: palo lungo

2.13.1.2. Condizioni drenate, palo impedito di ruotare in testa

In condizioni drenate, con il palo impedito di ruotare in testa, la teoria fornisce tre differenti equazioni, caratterizzate da comportamenti diversi (palo “corto”, palo “intermedio”, palo “lungo”). È necessario ricavare la resistenza massima per ciascun meccanismo di rottura; il meccanismo “reale” da considerare per le verifiche è quello caratterizzato dalla minor resistenza alle azioni orizzontali.

La resistenza alle azioni orizzontali per un palo “corto” in terreno coesivo è pari a:

$$H_{(C)} = 1,5 \cdot L^2 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D$$

con k_p coefficiente di spinta passiva e γ peso del terreno, a cui corrisponde un momento flettente massimo:

$$M_{\max(C)} = \frac{2}{3} \cdot H \cdot L$$

Da confrontarsi con il momento flettente resistente del palo.

La resistenza alle azioni orizzontali per un palo “intermedio” in terreno coesivo è pari a:

$$H_{(I)} = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Nella quale M_y è il momento plastico del palo all’attacco con la fondazione.

Il cedimento complessivo $\Delta = \delta_t + \delta_p$ risulta nei due casi:

$$\Delta' = 21,42 \text{ mm} \quad \Delta'' = 12,88 \text{ mm}$$

APPLICAZIONE PRATICA 2.4

Verifica di un palo di medio diametro facente parte della spalla di un ponte e realizzato mediante la tecnica della trivellazione con elica continua (CFA). Le caratteristiche sono le seguenti:

$$D = 80 \text{ cm} \quad L = 25 \text{ m}$$

Azioni permanenti assiali:

$$N_g = 1100 \text{ kN}$$

Azioni permanenti da traffico:

$$N_q = 720 \text{ kN}$$

Nell'area di interesse è stata eseguita una sola indagine geognostica che ha fornito i seguenti risultati:

Strato	Spessore (m)	Profondità (m)	Terreno	Coesione c (kPa)	Angolo di attrito φ (°)	Peso specifico γ (kN/m ³)
1	0,85	0,85	Limo sabbioso	24,00	0,00	18,34
2	13,50	14,35	Argille limose	26,00	7,00	15,94
3	2,35	16,70	Limo sabbioso	30,00	27,00	20,53
4	3,55	20,25	Sabbia sciolta	0,00	35,00	18,00
5	4,75	25,00	Sabbia addensata	0,00	40,00	20,00

La falda è alla quota del piano di campagna.

Si fa riferimento alla combinazione 2 dell'approccio 1 ($A_2 + M_1 + R_2$). Avendo indagato una sola verticale, i valori medi e minimi coincidono, per cui si ottiene $\zeta_3 = \zeta_4 = 1,70$.

Portata limite di punta

Strato	Spessore (m)	Peso Specifico γ (kN/m ³)	Tensione litostatica σ_v (kN/m ²)
1	0,85	18,34	15,589
2	13,50	15,94	215,055
3	2,35	20,53	48,246
4	3,55	18,00	63,900
5	4,75	20,00	95,000
Somma			437,789

La tensione verticale dovuta alla presenza di acqua è pari a:

$$\sigma_{zw} = 10,00 \cdot 25,00 = 250,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Le tensioni efficaci alla base del palo sono quindi:

$$\sigma_z = 437,789 - 250,000 = 187,789 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dalla teoria di Berezantzev si ricava il valore di $N_q = 53,41$. L'area della sezione trasversale del palo è pari a:

$$A_p = \pi \cdot \frac{D^2}{4} = 0,503 \text{ m}^2$$

La resistenza caratteristica del palo si calcola con l'equazione seguente:

$$R_{b,k} = N_q \cdot A_p \cdot \sigma_{v0}' = 53,41 \cdot 0,503 \cdot 187,789 = 5.045 \text{ kN}$$

Portata laterale

Operando a favore di sicurezza, si è trascurato il contributo dello strato 1 (esso potrebbe infatti essere soggetto a movimentazione durante le lavorazioni). Le tensioni efficaci alle diverse quote valgono:

Quota (m)	Tensione efficace (kN/m ²)
0,85	7,0890
14,35	87,1440
16,70	111,8895
20,25	140,2895
25,00	187,7895

Il calcolo eseguito per ricavare la portata laterale è riassunto nel quadro seguente:

Strato	Tensioni efficaci (kN/m ²)	Angolo di attrito (°)	Coefficiente di spinta	Coefficiente di attrito	Spessore strato (m)	Superficie laterale (m ²)	Resistenza laterale strato (kN)
1	3,5445	0	1,000	0,000	0,85	2,14	0
2	47,1165	7	0,878	0,123	13,50	33,91	172,54
3	99,5168	27	0,546	0,510	2,35	5,40	163,50
4	126,0895	35	0,426	0,700	3,55	8,92	335,39
5	164,0395	40	0,357	0,839	4,75	11,93	586,16
Somma							1257,59

$$R_{c,k,punta} = \frac{R_{c,cal,punta}}{\xi_3 = \xi_4} = \frac{5.045}{1,70} = 2.967,6 \text{ kN}$$

$$R_{c,k,laterale} = \frac{R_{c,cal,laterale}}{\xi_3 = \xi_4} = \frac{1.257,59}{1,70} = 739,8 \text{ kN}$$

Da questo risultato si nota come per un palo di medio e grande diametro sia prevalente la resistenza di punta rispetto a quella laterale.

Per i pali a elica continua:

$$\gamma_B = 1,60 \quad \gamma_S = 1,45$$

da cui:

$$R_{c,d} = \frac{2.967,6}{1,60} + \frac{739,8}{1,45} = 2.365,0 \text{ kN}$$

APPLICAZIONE PRATICA 2.5

In un palo di diametro $D = 50$ cm sottoposto a prova di carico, si registra in corrispondenza del carico N un'inclinazione della testa y_0' . Per il tipo di terreno interessato risulta $k = 1$ kg/cm³. Inoltre per le caratteristiche costruttive del palo si assume $E = 250.000$ kg/cm² e $L = 280$ cm. Si considera libera la testa del palo.

Per la (2.54) risulta (kg · cm):

$$M = \frac{K \cdot D \cdot L^3}{4} \cdot y_0' = 2,75 \cdot 10^8 \cdot y_0'$$

L'eccentricità del carico risulta:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2,75 \cdot 10^8 \cdot y_0'}{N}$$

Affinché non si producano sforzi di trazione nel palo, dovrà risultare:

$$e \leq \frac{D}{8} = 6,25 \text{ cm}$$

e quindi:

$$y_0' = \frac{6,75}{2,75 \cdot 10^8} \cdot N$$

La rotazione ammissibile dovrà essere la seguente:

$$N = 50 \text{ t} \quad y_0' \leq 1,1\%$$

$$\begin{aligned} N = 100 \text{ t} & \quad y_0' \leq 2,2\text{‰} \\ N = 150 \text{ t} & \quad y_0' \leq 3,3\text{‰} \end{aligned}$$

Come si rileva dai paragrafi 2.11.2 e 2.11.3, la rotazione della testa di un palo libero è sempre equivalente a quella di una trave di lunghezza L incastrata a un estremo, nelle stesse condizioni di sollecitazione.

Consegue che gli sforzi indotti nella parte dei pali esterna al terreno e fino al piano di campagna si possono calcolare sostituendo al complesso delle reazioni che si sviluppano nel terreno, lungo la parte immersa del palo, un incastro perfetto posto alla profondità L .

APPLICAZIONE PRATICA 2.6

Telaio soggetto a forze orizzontali H sui pali figura 2.43.

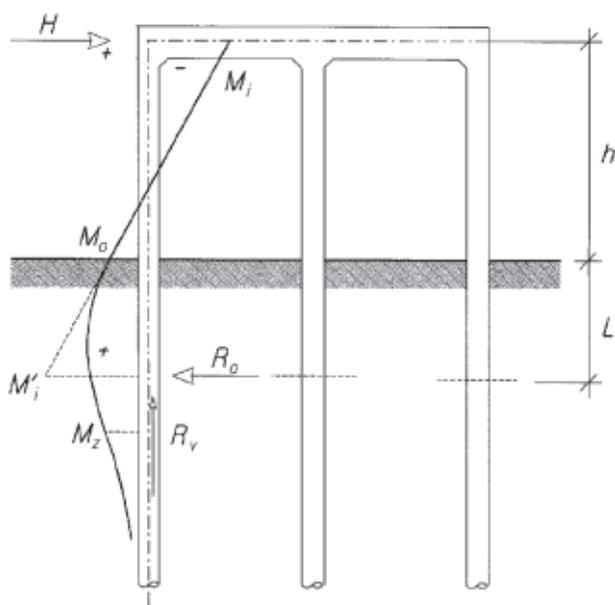


Figura 2.43. Schema di telaio soggetto a forze orizzontali H

Per quanto sottolineato nella nota dell'esempio precedente, il telaio si calcola come se l'altezza dei piedritti fosse $h + L$.

I momenti d'incastro e la reazione si determinano con le formule note dei telai elastici.

Così nel caso di figura e per i piedritti uguali, aventi cioè le stesse caratteristiche elastiche EJ , si sa che:

$$M_i = \frac{H}{3} \cdot \frac{h+L}{2}$$

Il momento M_0 sulla linea di terra si definisce analiticamente o graficamente dal diagramma lineare dei momenti.

Il momento M_0 e lo sforzo tagliante al piano di campagna $T_0 = H/3$ considerati come sollecitazioni applicate alla testa del palo, permettono di calcolare tutto quanto trattato ai paragrafi 2.11.2 e 2.11.3.

In particolare, per i momenti si ha:

$$M_z = T \cdot L\eta_1 + M_0\eta_2$$

APPLICAZIONE PRATICA 2.7

Determinare le caratteristiche di sollecitazione della palificata con n pali (figura 2.44) con plinto distante h dal piano di campagna e con trasmissione di carico verticale N , forza orizzontale T e momento flettente M .

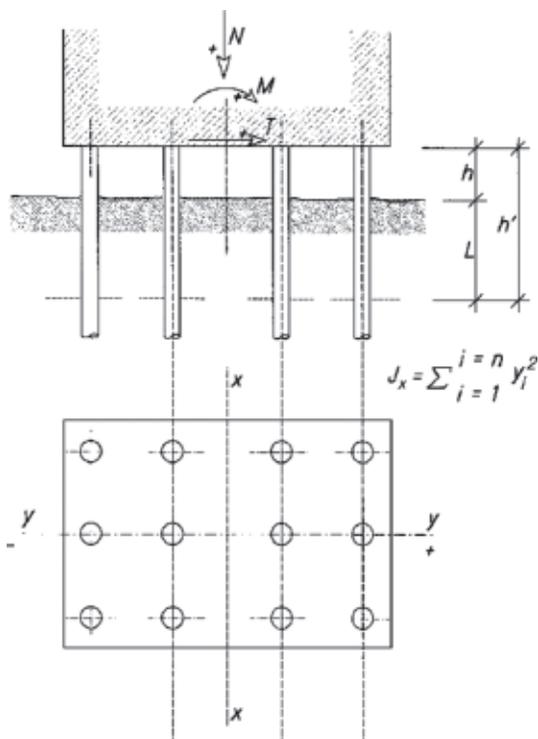


Figura 2.44. Schema di calcolo delle sollecitazioni di una palificata con plinto a distanza h dal terreno e soggetto a carichi verticali N , orizzontali T e da momento flettente M

Si tratta di un'estensione dell'applicazione 2.1, a cui si rimanda per la simbologia. In breve, si ha per la testa del palo i -esimo:

$$\text{Carico verticale: } Q_i = \frac{N}{n} + \frac{M \cdot y_i}{J_x} + \frac{T \cdot h'}{2} \cdot \frac{y_i}{J_x}$$

$$\text{Sforzo orizzontale: } H_i = \frac{T}{n}$$

$$\text{Momento d'incastro: } M_i = -\frac{1}{n} \cdot \frac{T \cdot h'}{2}$$

Questo metodo semplificato, che trascura il momento indotto sulla testa dei pali dalla rotazione del blocco, per effetto delle deformazioni assiali, è valido per le palificate a fasci non molto esili e inoltre, quando M e T hanno lo stesso segno, è a favore della stabilità.

APPLICAZIONE PRATICA 2.8

Caso di plinto collegante due file di pali inclinati simmetricamente, soggetto a carico verticale N , momento flettente M e forza orizzontale T (figura 2.45).

Si tratta di una soluzione approssimata, di notevole valore pratico per la sua semplicità.

Per pali con piccola inclinazione α (compreso fra 0° e 20°), si risolve il telaio semplice con piedritti incastrati di altezza $h' = h + L$ e con rapporto fra la rigidezza del plinto, rappresentante il traverso, e quella dei pali, costituenti i piedritti, di valore infinito.

Con la simbologia di figura e con le posizioni:

$$a = h' \tan \alpha \quad b' = b + 2a$$

$$\beta = b/b' \quad \gamma = \frac{\beta \cdot (2 + \beta)}{2 \cdot (1 + \beta + \beta^2)}$$

si ottengono i momenti e le forze agenti alla testa dei pali:

$$M_i = -\gamma \cdot \left(t \cdot \frac{h'}{2} - M \cdot \frac{a}{b} \right)$$

$$V_1 = \frac{N}{2} - \frac{M - 2 \cdot M_i}{b}$$

$$V_2 = \frac{N}{2} + \frac{M - 2 \cdot M_i}{b}$$

$$H_1 = N \cdot \frac{a}{2 \cdot h'} - \frac{T}{2}$$

$$H_2 = N \cdot \frac{a}{2 \cdot h'} + \frac{T}{2}$$

Si può verificare che per $\alpha = 0$ si ricada nel caso esaminato nell'applicazione precedente.

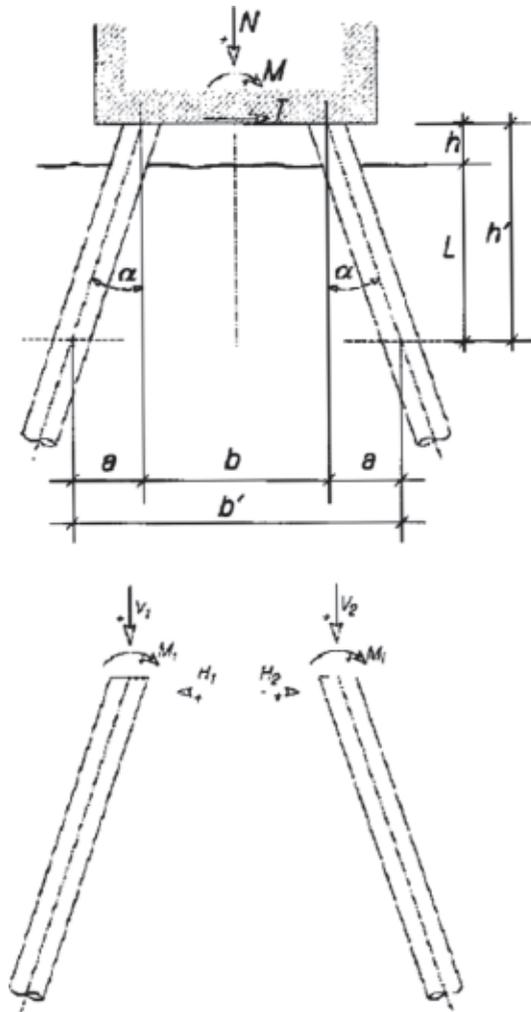


Figura 2.45. Schema approssimato di calcolo di pali inclinati soggetti a carico verticale N , orizzontale T e da momento flettente M

APPLICAZIONE PRATICA 2.9

In un plinto sopportato da 10 pali inclinati simmetricamente dell'angolo $\alpha = \pm 17^\circ 30'$, ciascuno di diametro e lunghezza rispettivamente $D = 50$ cm e $l = 10,00$ m e sottoposti allo sforzo orizzontale $T = 100$ t, determinare lo stato di sollecitazione del palo i -esimo, trascurando il peso del plinto (figura 2.27).

Siano:

$$n = 10$$

$$D = 50 \text{ cm}$$

$$A = 2000 \text{ cm}^2$$

$$l = 10 \text{ m}$$

$$E = 250.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = 1,00 \text{ kg/cm}^3$$

$$T = 100 \text{ t}$$

$$\alpha = \pm 17^\circ 30'$$

$$\sin \alpha = \pm 0,30$$

$$\cos \alpha = 0,95.$$

Dalla tabella 2.22 si ottiene $L = 281$ cm e risulta:

- per la (2.28):

$$H = \frac{T}{42} = 2,38 \text{ t}$$

- per la (2.23):

$$T^* = 100 - (10 \cdot 2,38) = 76,2 \text{ t}$$

- per la (2.24) e la (2.25):

$$P = P^* + q_i = \pm \frac{T^*}{n \sin \alpha} \pm \frac{n \cdot H \cdot L}{2 \cdot \cos \alpha} \cdot \frac{y_i}{J}$$

variabile da palo a palo con y_i .

Si esamina ora il caso con $\alpha = 11^\circ 30'$, inalterate le altre grandezze in gioco.

Si avrà:

$$H = 4,10 \text{ t}$$

$$T^* = 59 \text{ t}$$

$$P = \pm 29,5 \pm 58,5 \cdot \frac{y_i}{J}$$

Come si evince dai risultati numerici, le variazioni dell'inclinazione α danno luogo a variazioni notevoli dei carichi assiali.

lista e il giornale che ha pubblicato le notizie ritenute lesive per il professionista. Trascorso questo periodo non è più possibile chiedere eventuali danni ai diffamatori che, a parte il risarcimento economico, vengono condannati anche a pene pecuniarie. Come riportato, i pali sono immersi nel terreno e la scarsa verificabilità delle loro caratteristiche può originare una serie di illazioni.

In queste circostanze sono opportune la serenità e la collaborazione con la magistratura e la polizia giudiziaria, nonché il riserbo totale, evitando le dichiarazioni esterne per le quali è deputato l'avvocato; in più, saranno i fatti e le prove a parlare.

4.4. Prove sui pali

Occorre che la contabilità sia in ordine e quando si ha a che fare con pali o micropali si suggerisce il modello di contabilità riportato nella figura 4.1.

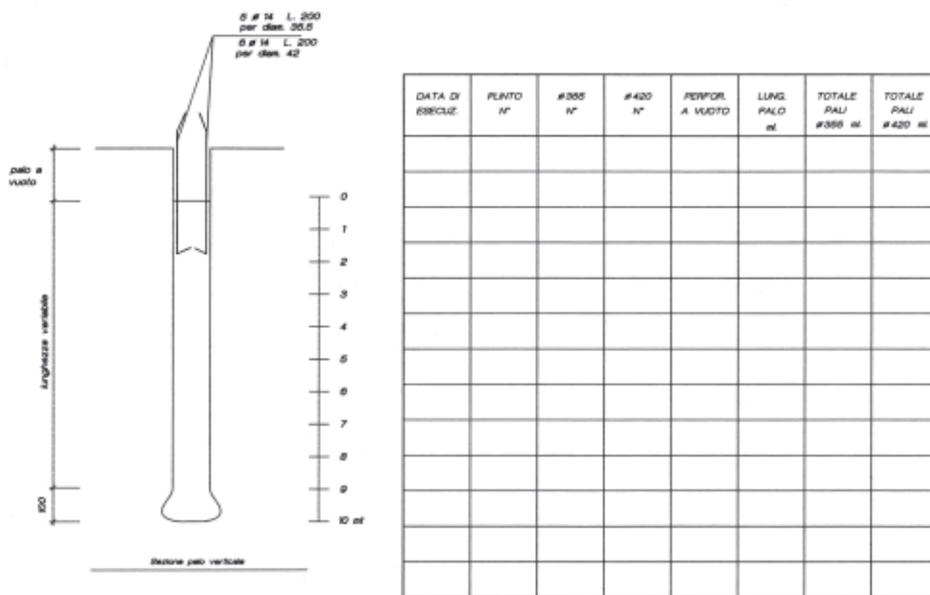


Figura 4.1. *Fac-simile* di tabella per la contabilità relativa ai pali di fondazione

Salvo che non succedano fatti particolari, in genere il giudice titolare delle indagini, non essendo un tecnico, affida a un consulente, chiamato CTU, l'incarico di determinare la lunghezza effettiva dei pali (se si tratta di dubbi sulla lunghezza). Per fare ciò è necessario tenere presente le due possibilità di seguito:

- l'edificio poggiante sui pali è già stato costruito e pertanto, per il controllo della lunghezza dei pali, è indispensabile ricorrere a misure con strumentazioni

apposite e costose oppure, in maniera diretta, giungere con direzione diagonale con una normale perforatrice a incontrare la base del palo, cosa non facile per i pali molto lunghi. Con semplici calcoli trigonometrici si può così verificare la lunghezza del palo. È però difficile incrociare l'asse del palo al primo tentativo per cui occorre ripetere le prove più volte con i conseguenti costi;

- la palificata è stata eseguita completamente mentre gli edifici sono stati costruiti a vari lotti per cui può esserci una parte di pali libera da costruzioni che può essere misurata con maggiore semplicità ma con costi sempre sostenuti. In tale evenienza esistono due opzioni:
 - trapanare lungo l'asse tutto il palo per la *sua lunghezza, con evidente danneggiamento* di questo, specie se di diametro *inferiore a 40 cm, salvo rinforzo* con barre o profilati di acciaio da effettuare dopo le prove;
 - usare la cosiddetta tecnica vibrazionale del rilievo dell'ammortenza meccanica in funzione delle frequenze che ha avuto una notevole diffusione a partire dalla fine degli anni '70.

Una terza possibilità, che è la più semplice e più sicura, è quella collegata alle misure dirette del tubo forma, per i pali infissi tipo Franki, e del tubo costituente il micropalo. Si consiglia di effettuare la verifica in contraddittorio con l'esecutore dei pali alla presenza di uno o più testimoni, possibilmente in rappresentanza della committenza, e di redigere un verbale firmato da tutti i presenti alle operazioni. In questo modo si ottengono dei riscontri oggettivi precisi anche se ovviamente devono essere eseguiti al momento dell'infissione e con una percentuale da definire chiaramente nel capitolato d'appalto.

Nell'arco di circa 20 anni sono state raggiunte significative evoluzioni delle modalità esecutive e dei contributi sulla modellazione fisico-matematica del fenomeno.

Col primo metodo, a parte la menomazione del palo, si ha la sua precisa misurazione per cui i risultati corrispondono a quanto contabilizzato oppure dimostrano inequivocabilmente le differenze di lunghezza purché il carotaggio sia coassiale col palo.

Il secondo metodo purtroppo non è molto affidabile, come si dimostrerà in seguito facendo riferimento a un fatto reale, accaduto nel recente passato, e di cui si espongono i risultati errati ottenuti e divulgati.

4.5. Prove su pali di fondazione mediante impiego di tecniche non distruttive

4.5.1. Generalità

Come è noto, se si sottopone a sollecitazioni sinusoidali l'estremità libera di una barra, l'ampiezza di oscillazione di detta estremità è funzione:

- dell'entità della forza applicata;
- della frequenza;
- delle caratteristiche geometriche della barra (lunghezza e sezione);
- delle sue caratteristiche fisiche (densità e modulo elastico);
- del tipo di ancoraggio (all'altra estremità e sui fianchi).

Un palo di fondazione si può considerare come una barra vincolata al fondo e ai fianchi. Sollecitando l'estremità fuori terra con un oscillatore meccanico, che imprime una forza sinusoidale di ampiezza massima costante e di frequenza variabile, e rilevando la velocità di oscillazione della testa, è possibile tracciare un diagramma che riporta in ascissa la frequenza e in ordinata l'ammettenza meccanica del palo definita come rapporto tra velocità misurata e forza applicata.

L'andamento del diagramma permette di ricavare informazioni su alcune importanti caratteristiche costruttive del palo stesso o di interazione nel sistema palo-terreno e cioè sui fattori seguenti:

- lunghezza fisica del palo;
- area della sua sezione media;
- cedimento elastico dell'estremità superiore;
- presenza o meno di vincolo a incastro all'estremità inferiore;
- ancoraggio sui fianchi.

La lunghezza fisica del palo è definita come la lunghezza della porzione di palo che entra in vibrazione. Essa coincide con la lunghezza geometrica se il palo è regolare.

In presenza di un difetto rilevante, la lunghezza fisica corrisponde alla distanza tra lo stesso e l'estremità superiore del palo. Un difetto può essere costituito da una frattura, da un'importante restrizione della sezione, dalla presenza di un vespazio o di un dilavamento, ecc.

Un bulbo di dimensioni considerevoli e localizzato in un terreno compatto può costituire un punto nodale per le vibrazioni e quindi, in certi casi, determinare la lunghezza fisica del palo. La lunghezza fisica si calcola a partire dallo scarto in frequenza Δf tra due picchi di risonanza successivi, una volta nota la velocità di propagazione del suono nel calcestruzzo v , definita per esempio dal valore di B_0 sperimentale (conoscendo il raggio medio), oppure con il metodo degli ultrasuoni. L'area A della sezione media del palo si può determinare a partire dall'ammettenza caratteristica B_0 , indicata come il valore medio geometrico della curva di risposta del sistema, mediante la relazione:

$$B_0 = \frac{1}{\rho v A}$$

dove ρ è la densità del calcestruzzo.