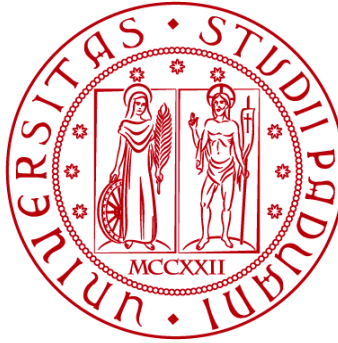


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea Triennale in Ingegneria Civile



TESI DI LAUREA

PALI AD ELICA CONTINUA CFA

Relatore:
Chiar.mo PROF. PAOLO SIMONINI

Laureando: MARTINA BERTOCCO
matricola 1027071

ANNO ACCADEMICO 2015-2016

Si ringraziano tutti gli amici e i parenti che dovranno continuare a supportarmi e sopportarmi.

Si ringrazia il Prof. Ing. Paolo Simonini per aver revisionato il mio lavoro.

Si ringraziano l'Arch. Giuseppe Caramel e tutta la 4 EMME Service S.p.A. di Padova per avermi fornito ottimo materiale su cui lavorare

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	- 3 -
PARTE I FONDAZIONI PROFONDE.....	- 5 -
2. INTRODUZIONE ALLE FONDAZIONI PROFONDE E LORO CLASSIFICAZIONE.....	- 5 -
2.1 Tipologie di pali riconosciute dalle norme.....	- 6 -
PARTE II PALI AD ELICA CONTINUA CFA.....	- 7 -
3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TIPICHE DEI PALI CFA.....	- 7 -
3.1 Introduzione alle caratteristiche geometriche.....	- 7 -
3.2 Caratteristiche geometriche.....	- 7 -
4. SEQUENZA ESECUTIVA.....	- 8 -
4.1 Introduzione alla sequenza esecutiva.....	- 8 -
4.2 Perforazione.....	- 9 -
4.3 Getto del calcestruzzo.....	- 10 -
4.3.1 Fase iniziale del getto di calcestruzzo.....	- 11 -
4.3.2 Sollevamento dell'elica.....	- 12 -
4.4 Inserimento della gabbia d'armatura.....	- 15 -
5. ATTREZZATURE, UTENSILI E MATERIALI.....	- 16 -
5.1 Introduzione alle attrezzature, utensili e materiali per i pali CFA.....	- 16 -
5.2 Impianti di perforazione.....	- 17 -
5.3 Elica e utensili di foratura.....	- 19 -
5.4 Tappo dell'elica.....	- 20 -
5.5 Attrezzature per il pompaggio del calcestruzzo.....	- 21 -
5.6 Completamento della cima del palo.....	- 25 -
5.7 Materiali.....	- 26 -
5.7.1 Calcestruzzo.....	- 26 -
5.7.1.1 Componenti del mix design del calcestruzzo per pali CFA.....	- 26 -
5.7.1.2 Lavorabilità del calcestruzzo e SLUM test.....	- 27 -
5.7.2 Armatura.....	- 29 -
5.7.2.1 Materiale per l'armatura.....	- 29 -
5.7.2.2 Forma dell'armatura.....	- 29 -
6. CONCLUSIONI.....	- 31 -
PARTE III PROVE DI CARICO SU PALI CFA, CON INTRODUZIONE GENERALE SULLE PROVE ANALIZZATE.....	- 33 -

7. INTRODUZIONE AI METODI DI INDAGINE	- 33 -
8. METODO PIT, PROVA ECOMETRICA A BASSA ENERGIA	- 34 -
8.1 Normativa di riferimento.....	- 34 -
8.1.1 Normativa di riferimento N.T.C.-D.M. 14/01/2008 Paragrafi 6.4.3.6.	- 34 -
8.1.2 Normativa statunitense di riferimento ASTM D 5882-07	- 34 -
8.2 Introduzione al metodo PIT	- 34 -
8.3 Cenni teorici.....	- 35 -
8.4 ESEMPIO DI PROVA PIT SU PALI CFA.....	- 40 -
8.4.1 Premessa.....	- 40 -
8.4.2 Vista del cantiere	- 40 -
8.4.3 Individuazione dei pali di prova	- 41 -
8.4.4 Pali di prova.....	- 42 -
8.4.5 Descrizione della strumentazione	- 42 -
8.4.6 Riepilogo dei risultati.....	- 43 -
9. METODO CASE, PROVA DINAMICA AD ALTA DEFORMAZIONE.....	- 45 -
9.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	- 45 -
9.1.1 Normativa di riferimento N.T.C.-D.M. 14/01/2008 Paragrafi 6.4.3.7.1-2.....	- 45 -
9.2 Introduzione al metodo Case	- 46 -
9.3 Cenni teorici.....	- 47 -
9.4 Modalità d'esecuzione della prova	- 49 -
9.5 ESEMPIO DI PROVA DI CARICO METODO CASE SU PALI CFA.....	- 57 -
9.5.1 Premessa.....	- 57 -
9.5.2 Vista del cantiere	- 57 -
9.5.3 Individuazione dei pali di prova	- 58 -
9.5.4 Pali di prova.....	- 59 -
9.5.5 Descrizione della strumentazione	- 60 -
9.5.6 Documentazione fotografica palo n.21.....	- 62 -
9.5.7 Riepilogo dei risultati.....	- 62 -
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	- 64 -

1. INTRODUZIONE

Nel mio lavoro di tesi ho deciso di approfondire un particolare tipo di fondazione profonda su pali: i pali ad elica continua CFA (Continuous Flyght Auger).

A seguito di varie ricerche bibliografiche, ricerche online e confronti diretti con gli addetti ai lavori, ho potuto riscontrare come questa tecnologia di origine anglosassone abbia avuto un maggiore sviluppo in Europa, e in Italia, solo abbastanza recentemente. Questo aspetto mi si è evidenziato in particolar modo durante la ricerca bibliografica: i libri che trattano in maniera approfondita i pali CFA sono tutti in lingua Inglese. Tuttavia, anche nei libri in Italiano si trovano diverse trattazioni dei pali CFA, ma risultano molto più superficiali e spesso utilizzate unicamente come confronto rispetto ai pali trivellati.

Ho quindi deciso di sviluppare la mia tesi dividendola in tre parti principali.

Nella **parte I** affronto un inquadramento generale del problema introducendo le fondazioni profonde, le loro classificazioni e le norme a cui fare riferimento. Il tutto evidenziando il mio obiettivo, che sono appunto i pali CFA. Dalla trattazione si possono ricavare gli aspetti più importanti: i pali ad elica continua sono pali con parziale asportazione di terreno e per questo racchiudono in parte la tecnologia dei pali infissi, in parte la tecnologia dei pali trivellati. Inoltre, non esiste una norma specifica che tratti questi pali.

Nella **parte II** approfondisco nello specifico i pali CFA. Questa parte è divisa in diversi capitoli (Cap. 3., 4., 5.) ciascuno dei quali è focalizzato su un alcuni aspetti particolari.

Nel **Cap. 3.** sono riportate le caratteristiche geometriche tipiche (quali diametro e lunghezza) dei pali CFA con un confronto tra le tendenze europee e quelle statunitensi.

Nel **Cap. 4.** è descritta tutta la sequenza esecutiva e tutte le avvertenze che devono essere seguite per la corretta realizzazione del palo. La prima fase è quella della perforazione mediante l'elica continua. La perforazione deve essere un processo continuo che permetta alle spire dell'elica di riempirsi di terreno mantenendo così la stabilità dello scavo. Una volta raggiunta la profondità di progetto ha inizio la seconda fase, ovvero quella del getto del calcestruzzo. L'elica è fatta inizialmente risalire di pochi millimetri per poter liberare il tappo, successivamente è riabbassata e all'interno del suo gambo vuoto è gettato calcestruzzo in pressione. Contemporaneamente al getto del calcestruzzo, l'elica è fatta risalire fino al piano campagna; può essere fatta risalire senza rotazione oppure con una rotazione nello stesso verso della perforazione. Ultimato questo

processo la parte finale del palo deve essere pulita dal calcestruzzo contaminato (quello mescolato alla terra) e il materiale di risulta deve essere portato nell'apposita discarica. L'ultima fase della sequenza esecutiva, che deve essere subito eseguita, è quella dell'inserimento della gabbia d'armatura nel calcestruzzo fresco, sfruttandone la lavorabilità.

Nel *Cap.5.* sono specificati tutti gli strumenti che devono essere utilizzati: attrezzature, utensili e materiali. Tra le attrezzature sono da annoverarsi le macchine perforatrici, con particolare attenzione a quelle idrauliche particolarmente usate nella pratica europea, e le pompe per il calcestruzzo, con i loro sensori e misuratori di portata indispensabili per le verifiche del volume di calcestruzzo erogato. Tra gli utensili ci sono le eliche con le loro punte diversamente dentate e le loro diverse distanze tra le spire in relazione al terreno nel quale vengono usate. Fa parte degli utensili anche il tappo. Il tappo a perdere o di materiale metallico e legato all'elica per essere recuperato, impedisce la risalita del terreno lungo il gambo vuoto dell'elica. Infine i materiali utilizzati. Il calcestruzzo con le specifiche del mix design da seguire e la prova di lavorabilità (SLUM test con il cono di Abrams). E l'acciaio utilizzato per la gabbia d'armatura.

Il *Cap. 6.* è il capitolo conclusivo che evidenzia i vantaggi della tecnologia dei pali ad elica continua. Questi possono essere riassunti come: i pali CFA sono un sistema di minor disturbo per il terreno, per i fabbricati limitrofi esistenti e per la popolazione.

Ho deciso di posizionare la conclusione al termine della trattazione della parte II in quanto considero la parte III un approfondimento specifico e separato rispetto alle prime due parti.

Nella **parte III** approfondisco due prove eseguite su pali di fondazione e una specifica applicazione delle stesse alla palificata di un cantiere sito nella provincia di PD. La prima prova è la prova di integrità PIT, ecometrica a bassa energia; la seconda prova è il metodo Case, dinamica ad alta deformazione. Per entrambe le prove fornisco, in termini generali: un inquadramento normativo, un accenno teorico, le modalità di esecuzione e la lettura dei risultati. Oltre agli aspetti di validità generale, applico le stesse conoscenze al caso specifico e concreto delle prove eseguite su pali CFA. Così, il *Cap. 8.* e il *Cap. 9.*, terminano entrambi con la descrizione della prova eseguita, delle attrezzature utilizzate e dei risultati ottenuti.

PARTE I FONDAZIONI PROFONDE

2. INTRODUZIONE ALLE FONDAZIONI PROFONDE E LORO CLASSIFICAZIONE

Si definisce fondazione profonda una fondazione per la quale il rapporto tra la profondità della base d'appoggio D , e la larghezza B , è maggiore di 10. Per le fondazioni profonde non è trascurabile, ed anzi è spesso prevalente, il contributo alla capacità portante delle tensioni tangenziali d'attrito e di aderenza tra il terreno e la superficie laterale della fondazione.

Le fondazioni profonde sono impiegate per: trasferire il carico a strati di terreno profondi più resistenti, trasferire il carico anche attraverso tensioni tangenziali d'attrito o d'aderenza lungo il fusto, resistere ad azioni di trazione, resistere ad azioni orizzontali, resistere in gruppo a carichi inclinati, assicurare la stabilità anche in caso di scalzamento degli strati superficiali, trasferire il carico al di sotto di un futuro piano di scavo, attraversare strati di terreno rigonfiante.

Le più comuni fondazioni profonde sono i pali di fondazione. Questi possono essere classificati in base a differenti criteri:

Rispetto alle dimensioni:

- piccolo diametro o micropali ($d \leq 25$ cm),
- medio diametro ($30 \leq d \leq 60$ cm),
- grande diametro ($d \geq 80$ cm).

Rispetto al materiale costituente:

- calcestruzzo (prefabbricato o gettato in opera, normale, centrifugato, vibrato, precompresso),
- acciaio,
- legno.

Rispetto al procedimento costruttivo:

- ***infissi (senza asportazione di terreno, prefabbricati o gettati in opera),***
- ***trivellati (con asportazione di terreno),***
- ***trivellati con elica continua (parziale asportazione di terreno).***

Quest'ultimo criterio è il più importante, poiché il comportamento meccanico, resistente e deformativo del sistema palo-terreno è fortemente dipendente, oltre che dal tipo di terreno, dalle modalità di messa in opera del palo e dalle conseguenti modifiche dello stato tensionale preesistente nel terreno.

2.1 Tipologie di pali riconosciute dalle norme

Nelle Norme sono riconosciute le seguenti tipologie di pali:

- Pali infissi;
- Pali trivellati;
- Pali ad elica continua.

La realizzazione delle precedenti tipologie è normata dalle seguenti:

- UNI EN 12699 Esecuzione di lavori geotecnici speciali. Pali eseguiti con spostamento di terreno, Luglio 2001;
- UNI EN 1536 Esecuzione di lavori geotecnici speciali. Pali trivellati, Gennaio 2003;
- UNI EN 14199 Esecuzione di lavori geotecnici speciali. Micropali, Marzo 2005.

La prima norma (pali infissi) tratta dei principi generali per l'esecuzione di pali con spostamento del terreno, ovvero di quei pali realizzati senza escavazione e/o rimozione del terreno; modeste rimozioni di terreno sono ammesse per limitare rigonfiamenti e vibrazioni, nonché per la rimozione di ostruzioni o per facilitare l'infissione del palo. La norma tratta i pali di forma regolare eseguiti con i seguenti materiali: acciaio, ghisa, calcestruzzo, malta, legno, malta per iniezione o una combinazione dei materiali sopra riportati. Essa descrive i metodi per l'esecuzione di pali: prefabbricati, gettati in opera, eseguiti con una combinazione dei metodi precedenti. Le sue disposizioni si applicano sia a pali singoli, che a gruppi di pali, nonché a paratie di pali in calcestruzzo.

La seconda norma (pali trivellati) prescrive i principi generali per la realizzazione dei pali, contenenti un elemento strutturale atto a trasferire i carichi o limitare le deformazioni, eseguiti nel terreno a mezzo di uno scavo. Vengono considerati i pali, eseguiti in un'unica operazione, a sezione circolare o a sezione rettangolare. Anche in questo caso le sue disposizioni si applicano sia ai pali singoli, che a gruppi di pali, nonché a paratie di pali in calcestruzzo.

I pali tipo CFA (Continuous Flyght Auger, Pali ad elica continua) che sono realizzati con parziale asportazione di terreno, e dunque rappresentano una categoria intermedia tra i pali infissi e quelli trivellati, non sono trattati nelle norme di esecuzione. Tuttavia essi vengono considerati come tipologia di pali nell' NTC 2008 (in particolare nella Tabella 6.4.II).

PARTE II PALI AD ELICA CONTINUA CFA

Nella realizzazione di pali di medio e grosso diametro (diametro > 400÷500 mm), la velocità di esecuzione e la razionalizzazione del cantiere, intese sia come pulizia ed ordine che come materiali da allontanare in discarica e interferenze con altre lavorazioni, impongono frequentemente numerosi vincoli di tempistica, logistica e ambientali. Per tali ragioni, nonché per le accresciute capacità tecnologiche nel campo delle macchine ed attrezzature di perforazione, negli ultimi anni si sta affermando in Italia una metodologia di palificazione già lungamente conosciuta nei paesi anglosassoni e nel Nord-Europa, denominata comunemente palo ad elica continua.

3. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TIPICHE DEI PALI CFA

3.1 Introduzione alle caratteristiche geometriche

In questo breve capitolo verranno evidenziate le caratteristiche geometriche tipiche (quali il diametro e la lunghezza) dei pali CFA utilizzati sia in Europa che negli Stati Uniti.

3.2 Caratteristiche geometriche

I pali CFA sono in genere installati con diametri che vanno da 300 a 900 mm e lunghezza fino a 30 m dal piano campagna, sebbene siano stati installati, occasionalmente, anche pali più lunghi. Negli Stati Uniti, la pratica tipica tendeva a pali aventi diametri più piccoli dai 300 ai 600 mm soprattutto perché venivano utilizzati per attività commerciali nelle quali servivano minori capacità. La prassi europea, invece, tende verso diametri maggiori anche fino a 1500 mm. Negli ultimi anni anche la tendenza negli Stati Uniti si è rivolta verso l'utilizzo di pali con diametri maggiori da 600 a 900 mm.

I pali CFA possono essere installati come singoli pali (simili ai pali trivellati), per esempio, per barriere fonoassorbenti o come pali di fondazione per pali di illuminazione. Invece, per ponti o altre grandi fondazioni, i pali CFA sono più comunemente installati come parte di un gruppo di pali in un modo simile a quello delle fondazioni ottenute con pali battuti (Fig. 3.2.1)

Lo spazio minimo tra un centro e l'altro dei pali è tipicamente dalle 3 alle 5 volte il diametro del palo.

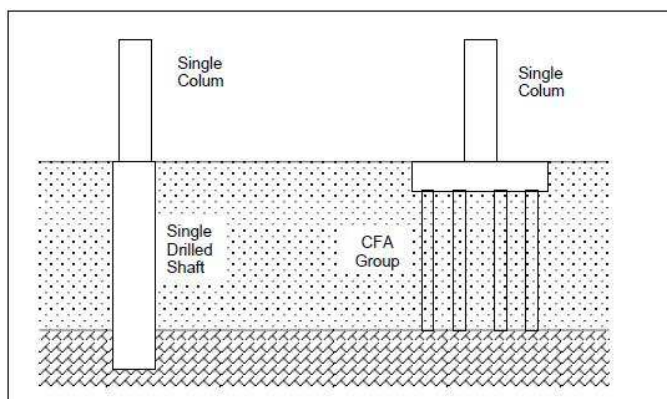


Fig. 3.2.1 - Singolo palo trivellato e gruppo di pali CFA

4. SEQUENZA ESECUTIVA

4.1 Introduzione alla sequenza esecutiva

In questo capitolo sono descritte tutte le fasi che conducono alla realizzazione di un palo CFA. I pali CFA sono un tipo di fondazione “trivellata” in cui il palo è realizzato con un processo continuo fino alla profondità finale desiderata. La trivella è composta da un’ elica continua (detta anche coclea) che, durante la perforazione, trattiene nello spazio tra le sue spire il terreno; fornendo un supporto laterale e mantenendo la stabilità del foro. Raggiunta la profondità di progetto, l’elica è fatta risalire dal foro e il calcestruzzo è pompato attraverso il gambo vuoto della stessa. Il pompaggio simultaneo del calcestruzzo e il ritiro della coclea forniscono un supporto continuo al foro. Il rinforzo/gabbia di acciaio viene inserito nel foro riempito di calcestruzzo liquido subito dopo il ritiro della coclea. Tutti i passaggi sono riassunti in Fig. 4.1.1.

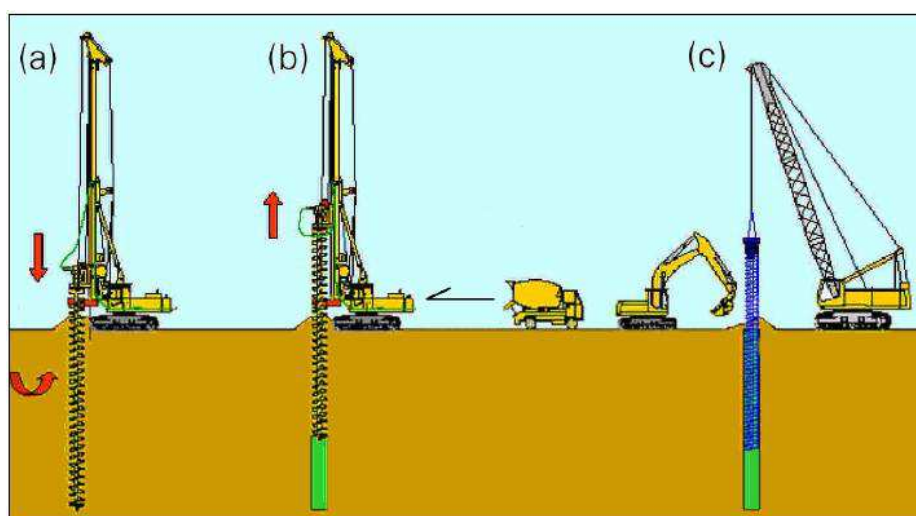


Fig. 4.1.1 – Schema riassuntivo della sequenza esecutiva dei pali CFA e di tutti i macchinari e le attrezzature utilizzati.

4.2 Perforazione

La componente chiave del sistema di pali CFA, che contribuisce alla velocità e all'economia dello stesso, è che i pali sono forati in un'unica operazione continua utilizzando un utensile chiamato appunto elica continua. Mentre l'elica avanza fino alla profondità richiesta, è essenziale che il terreno venga raccolto nello spazio tra le spire in modo tale che sia mantenuta la stabilità del foro. Se l'elica gira troppo rapidamente rispetto al grado di penetrazione nel terreno, questa agisce come una sorta di "spinta di Archimede" trasportando il terreno in superficie. Questa azione può portare ad una riduzione della spinta orizzontale necessaria per mantenere la stabilità del foro. Di conseguenza, il movimento laterale del terreno verso il foro si manifesta con un abbassamento del terreno in superficie e una riduzione del confinamento dei pali installati nelle vicinanze. La parte superiore (a) della Fig. 4.2.1 rappresenta un'elica avente velocità di rotazione e velocità di penetrazione equilibrate, in modo che le spire siano riempite da bordo scavo alla base dell'elica senza cedimenti laterali. La parte inferiore (b) mostra un'elica con un tasso di penetrazione eccessivamente lento così che le spire non sono sufficientemente riempite e si ha una decompressione laterale del terreno. Per mantenere il foro stabile in ogni momento, è necessario spostare solo una sufficiente quantità di terreno per compensare il volume dell'elica e quello dei materiali trasportato. Il controllo della velocità di penetrazione consente di evitare la decompressione laterale della terra all'interno del foro, il cedimento del suolo in situ intorno al foro, e l'abbassamento del terreno adiacente ai pali.

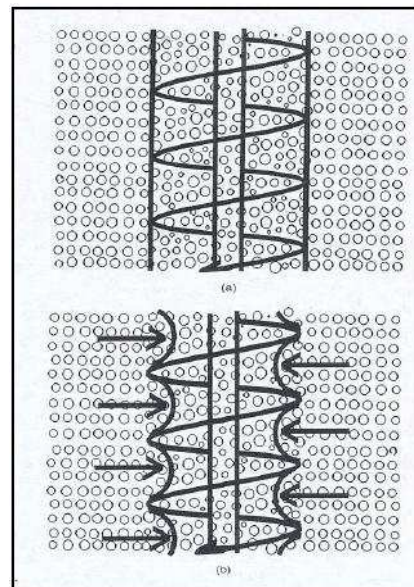


Fig. 4.2.1 – Effetto dovuto alla rapidità di rotazione dell'elica

Il tasso di penetrazione corretto può essere difficile da mantenere se l'impianto non ha una coppia adeguata per spingere in giù l'elica e farla, contemporaneamente, ruotare. Quando il profilo del terreno da perforare ha una stratigrafia del suolo diversa (ad esempio: si alternano strati deboli e strati forti), possono insorgere delle difficoltà. Così, se viene utilizzato un impianto avente una coppia bassa la capacità di perforazione attraverso un profilo di stratigrafia prevalentemente forte, può portare delle difficoltà quando si incontra nella perforazioni uno strato debole incorporato nella stratigrafia. Se l'impianto non può penetrare lo strato forte di terreno al ritmo corretto, l'elica può scavare il sovrastante strato debole in superficie e causarne il cedimento.

Una soluzione per bilanciare correttamente la rimozione del suolo e il grado di penetrazione è quella di utilizzare gli strumenti dell'elica che spostano lateralmente il terreno durante la

perforazione. Utilizzando questa tecnica di costruzione si ottengono i pali comunemente denominati pali trivellati con asportazione di terreno. Questi pali includono una varietà di sistemi brevettati, normalmente rappresentati da un tubo centrale vuoto all'interno della trivella, una trivella di diametro maggiore rispetto a quelle tradizionali per apparecchiature per i pali CFA, e un certo tipo di rigonfiamento della trivella che, durante il suo passaggio, forza il suolo lateralmente. Il vantaggio di questo sistema è che si evita lo scavo del suolo. Inoltre, il terreno attorno al palo tende ad essere addensato e le sollecitazioni laterali palo-terreno sono aumentate, determinando in tal modo il miglioramento del suolo e una maggiore capacità del palo per lunghezza. Lo svantaggio principale è che è richiesta una coppia maggiore e questo crea una limitazione della possibilità di installare pali a grandi profondità.

I pali CFA sono stati installati con successo in molte formazioni geologiche senza alcuna considerazione sul grado di penetrazione o sull'estrazione del terreno. Non è necessario considerare questi ultimi due aspetti dove i terreni sono stabili grazie alla coesione, alla cementazione, e / o alla coesione apparente dovuta ai bassi livelli di falda, e le lunghezze dei pali sono relativamente brevi. Ad esempio, il terreno residuale, le formazioni calcaree deboli, e le sabbie cementate sono tipi di terreni che favoriscono la facile realizzazione dei pali. Tuttavia questa pratica costruttiva dovrebbe essere ammessa solo dopo la verifica del successo dei test di carico, che abbiano confermato risultati soddisfacenti e l'assenza degli effetti negativi della subsidenza. In Fig. 4.2.2 si può vedere l'elica e l'operazione di perforazione.



Fig. 4.2.2 – Operazione di perforazione

4.3 Getto del calcestruzzo

Quando la fase di perforazione è completa e l'elica ha raggiunto la profondità di progetto, la fase di riempimento deve cominciare subito. Il calcestruzzo viene pompato in pressione attraverso un tubo dalla parte superiore dell'elica fino alla sua base attraverso il gambo vuoto centrale della stessa.

La sequenza generale del getto di calcestruzzo è così riassunta (Fig. 4.3.1):

- Al raggiungimento della profondità di progetto desiderata, l'elica viene sollevato leggermente e il calcestruzzo viene pompato in pressione per espellere il tappo interno alla base del gambo vuoto

dell'elica e per dar inizio al getto vero e proprio. L'elica viene quindi riposizionata alla sua profondità originale.

- Il calcestruzzo viene pompato continuamente in pressione mentre l'elica viene sollevata agevolmente in modo continuo.
- Contemporaneamente, come l'elica viene sollevata, il terreno viene rimosso dalle spire e posizionato sulla superficie del suolo in modo che, durante la risalita, parti di terreno non vengano lanciate in aria (cosa potenzialmente pericolosa per la sicurezza).
- Dopo che l'elica è stata completamente ripulita dalla terra e la procedura di riempimento con il calcestruzzo è terminata, ogni rimanente parte di terreno è rimossa dalla parte superiore del palo.
- L'armatura d'acciaio di rinforzo è abbassata nel calcestruzzo ancora fluido fino alla profondità richiesta e fermata in superficie per mantenere l'elevazione corretta di rinforzo.

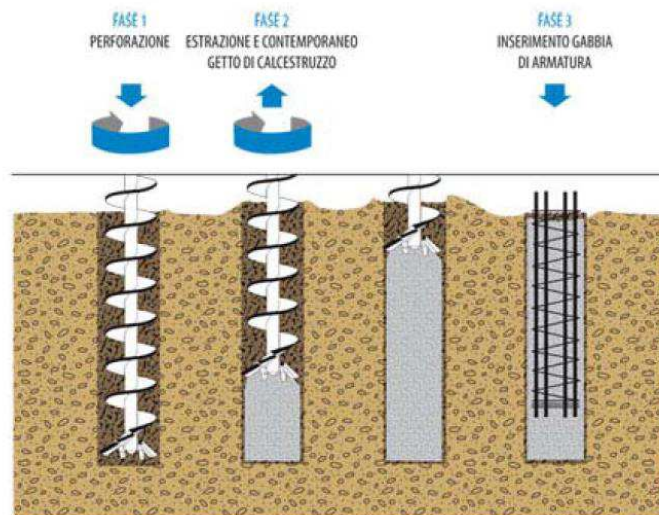


Fig. 4.3.1 – Sequenza generale del getto di calcestruzzo

Sviluppo delle fasi principali della sequenza.

4.3.1 Fase iniziale del getto del calcestruzzo

È essenziale che l'operazione di getto del calcestruzzo inizi immediatamente dopo che, attraverso la perforazione, si sia raggiunta la profondità richiesta. Se c'è qualche ritardo l'elica può potenzialmente bloccarsi, diventando impossibile da far risalire. Per evitare di perdere l'elica, alcuni direttori dei lavori possono voler mantenere una lenta e costante rotazione della stessa in attesa della consegna del calcestruzzo. Questa rotazione senza penetrazione può comportare l'estrazione del terreno che però, dovrebbe essere evitata. Un altro problema dovuto all'eccesso di rotazione è la degradazione e la conseguente riduzione o perdita della capacità di attrito laterale.

La pratica di mantenere la rotazione senza penetrazione non è dunque raccomandata. Il modo migliore per evitare tutti questi problemi è quello di non far avviare la fase di perforazione prima che una adeguata quantità di calcestruzzo non sia disponibile in cantiere per completare il palo.

Dopo aver raggiunto la profondità di progetto, l'operatore deve tipicamente sollevare l'elica di circa 150 mm e pompare del calcestruzzo in pressione per espellere il tappo che si forma nel gambo cavo della stessa. Questa operazione viene in genere chiamata, tra gli addetti ai lavori, "liberare il tappo" o "soffiare il tappo". Occasionalmente, alcuni operatori sollevano l'elica fino a circa 300 mm, anche se, una distanza limitata di 150 mm, è preferibile. Il sollevamento dell'elica prima di eliminare il tappo deve essere limitato a 150 mm perché il sollevamento ad una distanza maggiore non favorisce lo sviluppo di buon "cuscinetto" alla punta del palo. Se la distanza di sollevamento è eccessiva, la distensione delle pareti del foro sotto l'elica può essere grande, la superficie di appoggio può essere disturbata, e ciò può causare la mescolazione del calcestruzzo con il terreno sciolto alla punta del palo. Prima di iniziare il sollevamento, l'elica è fatta abbassare nuovamente alla profondità di punta originale mantenendo il calcestruzzo in pressione.

4.3.2 Sollevamento dell'elica

Il calcestruzzo è pompato per sviluppare pressione all'inizio dell'operazione di riempimento. La pressione sviluppata deve essere monitorata per garantire che ne venga mantenuto un valore adeguato. La pressione del getto dipende dall'attrezzatura che viene utilizzata, ma comunemente, la pressione applicata si trova in un intervallo tra 1.0 e 1.7 MPa, misurata nella parte superiore dell'elica. Come minimo, la pressione deve essere superiore alla pressione litostatica (pressione esercitata sui corpi rocciosi all'interno della terra, dovuta al peso delle rocce sovrastanti) nel punto di fuoriuscita alla fine dell'elica, dopo la contabilizzazione della differenza di misura tra la testa e la punta della coclea. La pressione del calcestruzzo deve essere mantenuta durante il lento sollevamento dell'elica. Questa pressione sostituendo l'elica riempita di terreno, fornisce il supporto laterale nel foro. Quando viene applicata la pressione del calcestruzzo, questa spinge fuori l'elica e fa in modo che il terreno sia premuto contro la stessa.

Se è stata applicata l'ulteriore rotazione al termine della foratura, potrebbe essere difficile mantenere la pressione positiva del calcestruzzo durante il sollevamento dell'elica. Durante l'ulteriore rotazione l'elica non dispone della sufficiente quantità di terra per mantenere le spire piene e per evitare che il terreno si carichi solo da un lato. Una rotazione dell'elica durante la perforazione tende a "pulire" la stessa dal terreno e permette al calcestruzzo di scorrere lungo le sue spire piuttosto che rimanere solo alla base. Se il calcestruzzo scorre lungo l'elica per una grande distanza, fuoriuscirà dalla superficie mentre l'elica è ancora nel terreno e a quel punto non sarà più possibile mantenere la pressione positiva (Fig. 4.3.2.1).



Fig. 4.3.2.1 – Fuoriuscita del calcestruzzo mentre l'elica è ancora nel terreno

Come l'elica è lentamente e costantemente sollevata, un volume adeguato e controllato di calcestruzzo deve essere gettato per sostituire il volume di terreno e l'elica che sono stati rimossi (Fig. 4.3.2.2).

Dovrebbe essere richiesto un volume di calcestruzzo superiore di circa il 15÷20% il volume nominale del foro. Il volume necessario di calcestruzzo deve essere gettato continuamente mentre l'elica è rimossa e questo volume dovrebbe essere misurato e monitorato per garantirne che il getto sia adeguato. Se l'elica è fatta risalire troppo velocemente rispetto alla capacità della pompa, il terreno tenderà a collassare verso l'interno e a formare un "collo" nel palo. Il monitoraggio continuo del volume è necessario affinché l'operatore non tiri troppo velocemente per un breve segmento e quindi rallenti nel segmento successivo per recuperare il volume di calcestruzzo. Questo sollevamento discontinuo dell'elica potrebbe comportare la formazione di un palo composto da una serie di sbulbature e rigonfiamenti piuttosto che un palo con profilo uniforme desiderato.

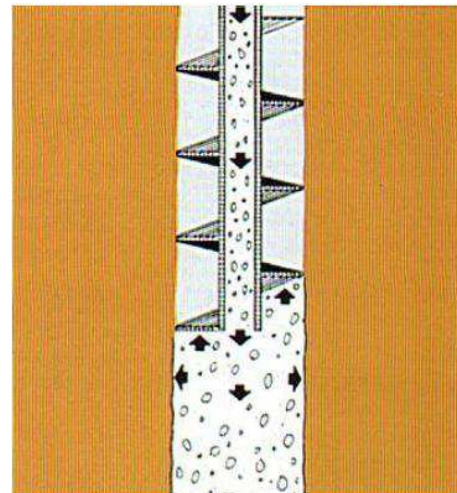


Fig. 4.3.2.2 – Dettaglio del getto e contemporanea risalita dell'elica

Durante il getto, l'elica può essere fatta risalire sia senza rotazione sia con una rotazione molto lenta e continua nello stesso verso di perforazione. Il sollevamento dell'elica senza rotazioni può aiutare a mantenere una condizione statica alla base della stessa contro cui agisce la pressione positiva del calcestruzzo. Invece, alcuni direttori dei lavori preferiscono far ruotare lentamente

l'elica durante il ritiro per minimizzare il rischio di avere le spire bloccate. Inoltre alcune eliche hanno un tappo di scarico fuori centro e la rotazione lenta può contribuire ad evitare di concentrare la distribuzione della pressione del calcestruzzo in una posizione decentrata all'interno del foro. Se si utilizza la rotazione, questa deve essere molto lenta in modo che l'elica non tenda a portare terreno in superficie. Quando il calcestruzzo raggiunge la superficie, la pressione dello stesso viene ridotta, e l'alta pressione sotto l'elica non può più essere mantenuta. A questo punto è importante che la quantità corretta di calcestruzzo venga gettata continuamente per tutta la lunghezza dell'elica rimossa e che al calcestruzzo che è sulle spire dell'elica non sia permesso di fluire nel foro. Se si mescolano calcestruzzo e terreno sull'elica durante questo processo, il terreno e il calcestruzzo "contaminato" potrebbero cadere nella parte superiore del palo e potrebbero essere difficilmente removibili. Dopo la risalita dell'elica e la rimozione della terra, è necessario che la parte superiore del palo sia pulita dai detriti e che sia rimosso tutto il calcestruzzo mescolato al terreno.

In Fig 4.3.2.3 si vede come la parte superiore del palo possa essere difficile da trovare una volta sollevata l'elica. L'attenzione al dettaglio nella preparazione della parte finale della superficie è fondamentale per garantire che sia mantenuta l'integrità strutturale.



Fig 4.3.2.3 – Difficoltà nel trovare la parte finale del palo alla fine dell'operazione di getto

In Fig 4.3.2.4 è mostrata una sequenza di preparazione della superficie finale di una palo e il posizionamento dell'armatura. Uno strumento di immersione viene, in genere, utilizzato per rimuovere qualsiasi contaminazione del suolo vicino alla parte superiore del palo (prime due foto) prima di inserire l'armatura nel calcestruzzo fluido (ultime due foto).



Fig. 4.3.2.4 – prime due foto pulizia della parte superiore del palo, ultime due foto fasi iniziali di inserimento armatura

4.4 Inserimento della gabbia d'armatura

L'armatura è inserita nel calcestruzzo fluido immediatamente dopo la perforazione. In generale, le armature di lunghezze tra 10 e 15 m sono considerate realizzabili a seconda delle condizioni del terreno. Tuttavia, sono state utilizzate anche armature più lunghe. Spesso è installata un'unica barra nel centro del palo e per l'intera sua lunghezza (Fig. 4.4.1) e una gabbia di barre di lunghezze inferiori intorno al perimetro del palo. La barra di armatura centrale fornisce continuità, funziona da guida per la gabbia ed è utilizzata anche per resistere a trazione. Le difficoltà di collocamento della gabbia possono insorgere quando il calcestruzzo inizia ad indurire, perdendo la sua lavorabilità. Anche le condizioni del suolo possono avere un effetto sul posizionamento dell'armatura: ad esempio la sabbia o un terreno asciutto tendono a far perdere rapidamente l'acqua al calcestruzzo causando così una maggiore difficoltà nel posizionamento della gabbia.

Una pratica comune in Europa è quella di utilizzare per installare la gabbia una piccola unità vibrante in testa (Fig. 4.4.2). L'uso di una testa vibrante potrebbe causare problemi per gabbie non legate o non saldate in modo sicuro e potrebbe anche produrre una separazione della miscela di calcestruzzo se non è ben proporzionata. In generale, l'inserimento dell'armatura prevede l'impiego di una gru in grado di sollevare la gabbia più lunga e pesante prevista nel progetto o in alternativa potrà essere utilizzato l'argano di servizio della perforatrice. Le gabbie più lunghe di 15 m sono composte da elementi modulari assemblati assieme.

La posizione del calcestruzzo nei pali CFA può essere controllata solo a distanza e indirettamente mediante la misurazione del volume erogato attraverso l'elica in qualsiasi momento e la pressione a cui è stato pompato. Il calcestruzzo deve mantenere la lavorabilità in modo che la gabbia possa essere correttamente inserita al termine del getto.



Fig. 4.4.1 – Barra unica di armatura per tutta la lunghezza del palo



Fig. 4.4.2 – Unità vibrante posta in testa

5. ATTREZZATURE, UTENSILI E MATERIALI

5.1 Introduzione alle attrezzature, utensili e materiali per i pali CFA

Questo capitolo descrive le attrezzature, le tecniche e i materiali utilizzati per la costruzione dei pali CFA. Per la costruzione di questi pali, sono state utilizzate un'ampia varietà di tecniche e apparecchiature. I diversi parametri e le componenti chiave per una buona costruzione sono riassunti di seguito:

- **Perforatrici.** L'impianto di perforazione deve avere un capacità di coppia sufficiente ad installare il palo senza eccessivo impatto con il terreno durante la perforazione. La coppia e la potenza della piattaforma influenzerà direttamente la profondità a cui i pali possono essere installati e la capacità assiale risultante che può essere raggiunta.
- **Foratura.** Al fine di evitare un eccessivo impatto e costruire pali di qualità e capacità assiale costante, i tassi di penetrazione devono essere stabiliti e mantenuti durante la perforazione. È essenziale che questo parametro sia controllato dall'operatore della trivella e monitorato per le verifiche.
- **I materiali cementizi.** Sia malta che calcestruzzo possono essere utilizzati per la costruzione dei pali CFA. Ognuno ha vantaggi relativi in circostanze diverse. In generale, si raccomanda che: le specifiche per la malta o il calcestruzzo siano basate sulle prestazioni verificate mediante test.
- **Getto del calcestruzzo.** Il getto di calcestruzzo attraverso l'elica è una parte fondamentale del funzionamento del palo e deve essere monitorato con sistemi automatizzati per assicurare che i volumi vengano pompati adeguatamente ad una pressione positiva in ogni momento, mentre si fa risalire l'elica.
- **Completamento della parte superiore del palo.** È essenziale che venga fornito un volume appropriato di calcestruzzo anche quando l'elica è vicina alla superficie e non può più essere mantenuta una pressione positiva significativa. Ultimato il getto, è richiesto un lavoro manuale per rimuovere eventuali residui o parti di calcestruzzo contaminato dalla parte superiore del palo prima che l'armatura possa essere inserita.
- **Rinforzo.** L'installazione dell'armatura richiede che il calcestruzzo mantenga una lavorabilità adeguata per il tempo necessario per installare la gabbia, dopo la rimozione dell'elica. I requisiti della miscela rispetto a questo aspetto possono variare con le diverse condizioni del suolo. Inoltre, sono utilizzate altre misure per mantenere la lavorabilità come additivi fluidificanti che possono essere richiesti se le condizioni del suolo provocano eccessiva disidratazione

5.2 Impianti di perforazione

Una tipica macchina perforatrice per i pali CFA con elica montata su una gru è illustrata nelle Fig. 5.2.1 e 5.2.2. L'elica continua con gambo vuoto è azionata da un riduttore idraulico situato nella parte superiore dell'elica. L'unica forza verso il basso che può essere applicata da un tale sistema è data dal peso totale del riduttore, dall'elica fuori terra, e dal terreno sull'elica. I valori tipici di questa forza sono tra 13 e 45 kN, ma tipicamente si aggirano attorno ai 22 kN.

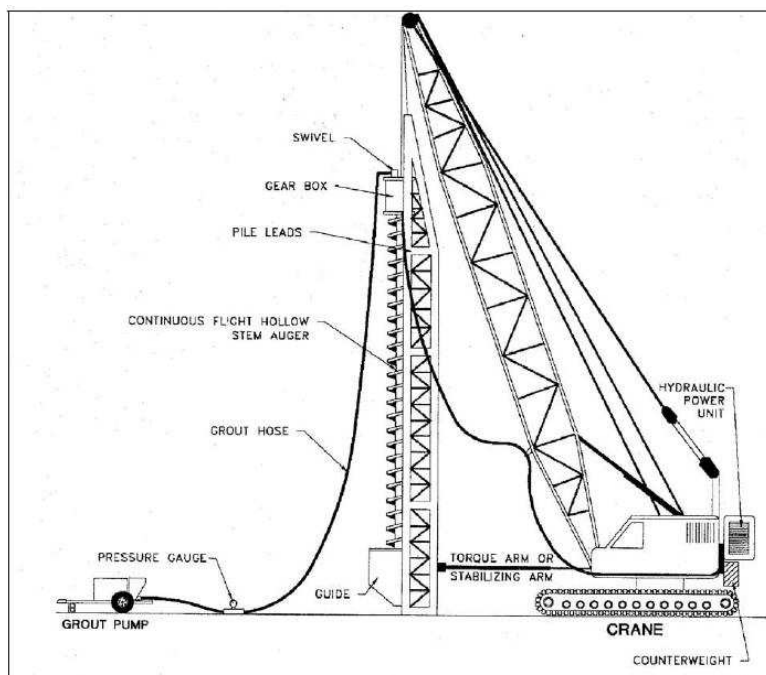


Fig. 5.2.1 – Schema macchina perforatrice con elica montata su una gru



Fig. 5.2.2 – Foto macchina perforatrice con elica montata su una gru

La guida per l'elica serve a fornire un direzione per la realizzazione del palo. Le guide possono pendere liberamente dal braccio della gru oppure esserne fissate stabilmente. La coppia del braccio, o il braccio stabilizzante, tiene la guida vicino alla superficie del terreno e assorbe una coppia dall'operazione di foratura. La parte girevole, nella parte superiore dell'elica, prevede la libertà di rotazione dell'elica senza scollegare il braccio distributore, in modo che il posizionamento del calcestruzzo possa iniziare immediatamente dopo il completamento della perforazione. Nella pratica attuale negli USA, le capacità di coppia di questi impianti variano da 20 a 120 kN·m, impianti nell'intervallo dei 27÷50 kN·m sono più comuni per i lavori privati. Sarà il progettista a scegliere la capacità di coppia opportuna per garantire che i requisiti richiesti nel progetto vengano rispettati.

Gli impianti idraulici sono comuni nella pratica europea, ma sono facilmente disponibili anche negli Stati Uniti. Questi impianti hanno in genere la capacità di coppia che varia da 90 a 400 kN·m e si possono applicare ad una massa fino a 270 kN. Attraverso un Kelly bar (che è un'asta

telescopica, componente chiave delle perforatrici idrauliche, in grado di trasferire simultaneamente la coppia alla testa di rotazione e la spinta all'utensile) si applica la spinta dell'argano, di cui è provvista la macchina, all'utensile che contemporaneamente è posto in rotazione scendendo così nel terreno e producendo un foro di diametro pari all'elica (Fig. 5.2.3 e Fig. 5.2.4).



Fig. 5.2.3 – Schema perforatrice idraulica con Kelly bar



Fig. 5.2.4 – Foto perforatrice idraulica con Kelly bar

La perforazione avviene regolando coppia e spinta di traslazione al fine di ottenere condizioni di infissione prossime al perfetto avvitemento dell'elica. La condizione di perfetto avvitemento dell'elica continua è in realtà piuttosto teorica e richiederebbe terreni facilmente perforabili. Nella pratica realizzativa si deve considerare che la fase di perforazione è difficilmente continua, poiché la presenza di livelli geologici di maggior compattezza e/o resistenza impone l'uso dell'elica "a tagliare" (ovvero con rotazione e avanzamento non coordinati in un moto elicoidale) per la disgregazione dello strato e l'avanzamento a maggiore profondità. La pressione idraulica usata per guidare l'elica può essere facilmente misurata e fornisce un'indicazione della coppia applicata o della forza verso il basso. In questo modo, questi impianti si prestano facilmente al monitoraggio e al controllo a computer. Oltre ai controlli integrati più sofisticati, una coppia elevata e una forza di spinta (tiro) verso il basso offrono dei vantaggi rispetto alle normali perforatrici poiché permettono di realizzare pali di maggior diametro e di controllare l'estrazione della terra.

Rispetto alle piattaforme montate su gru, gli svantaggi più significativi degli impianti idraulici sono l'elevato costo delle apparecchiature e il maggior peso della piattaforma. Il peso dell'elica può

essere un problema su alcuni siti a causa della necessità di una piattaforma di lavoro più stabile. Ulteriori notevoli svantaggi includono le velocità di perforazione più lente e la mancanza di "portata di mano", che richiede che l'intero impianto debba essere spostato da un palo all'altro.

5.3 Elica e utensili di foratura

Una varietà di tipi di eliche può essere utilizzata per eseguire i pali a seconda delle condizioni del terreno in cui si opera. Fig. 5.3.1 e 5.3.2 illustrano alcuni dei tipi di eliche che possono essere utilizzate per pali CFA. Le eliche di perforazione in terreni argillosi tendono ad avere un passo più grande per facilitare la rimozione dei detriti (Fig. 5.3.2). Selezionare il corretto passo dell'elica è importante perché, per un determinato tipo di suolo, un passo troppo grande potrebbe tradursi nell'estrazione del terreno attorno al palo.



Fig. 5.3.1 – Diversi tipi di eliche in relazioni alle condizioni del terreno



Fig. 5.3.2 – Elica con una grande distanza tra le spire, per terreni argillosi



Fig. 5.3.3 – Diverse teste di taglio dell'elica

La base dell'elica è di solito a doppia partenza, con due facce di taglio fuse in un'unica spira poco sopra la punta. La doppia testa di taglio iniziale aiuta a mantenere l'allineamento verticale, ma può tendere ad impaccarsi con l'argilla dove le due parti dell'elica si fondono. I denti di taglio alla base dell'elica sono utilizzati per perforare le parti rocciose e per facilitare, in generale, la penetrazione

nel terreno. Infatti, in Fig. 5.3.3 si vedono due diverse teste di taglio dell'elica: a sinistra quella per terreni rocciosi, a destra quella per terreni normali.

Esistono molte altri tipi di coclee utilizzate per pali a totale o parziale spostamento di terreno, in cui il terreno viene spostato lateralmente. Questi pali hanno diversi vantaggi, in molte circostanze, rispetto ai pali CFA. Gli strumenti sono tali che per alcuni tipi di pali trivellati si possa posizionare, prima del getto di calcestruzzo, un rivestimento. I pali trivellati, a seconda della forma della coclea, si possono trovare in molte forme diverse. Per esempio i pali a vite tipo Omega, pali Atlas, pali APGD e molti altri.

5.4 Tappo dell'elica

Il punto di fuoriuscita del calcestruzzo va situato nella parte inferiore dell'elica sotto il dente di taglio (Fig. 5.4.1). Nella maggior parte dei casi, questo punto di scarico è posizionato distante dal massimo bordo della testa di taglio in modo che le alte pressioni non premano contro il tappo durante la perforazione. Alcune eliche sono dotate di un tappo centrale che permette ad una singola barra d'armatura di essere posizionata attraverso il centro dell'elica stessa prima che sia gettato il calcestruzzo. Il tappo centrale è generalmente costituito da una soletta di acciaio o un tappo di altro materiale metallico, mentre il normale tappo decentrato è più spesso di sughero o di plastica. Questo tappo di fondo può essere a perdere o legato all'elica con un filo metallico per il suo recupero.



Fig. 5.4.1 – Foro alla base dell'elica per la fuoriuscita del calcestruzzo

I problemi legati al tappo si possono verificare se questo non fuoriesce o se esce prematuramente e il gambo vuoto dell'elica si riempie di terreno. In entrambi i casi il pompaggio del calcestruzzo non è possibile e il palo deve essere abbandonato procedendo alla riforatura. Se il palo deve essere abbandonato, l'operatore deve invertire il senso di rotazione dell'elica e rimuoverla lasciando indietro il terreno per permettere al foro di collassare e quindi di chiudersi autonomamente. Dopo aver corretto il problema, il palo è riforato. Può essere riforato a breve distanza dalla prima posizione, finché la struttura del palo lo permetta. In alternativa, il palo può

essere rforato nella stessa posizione, anche se è probabile che si verifichi un effetto negativo del suolo causato dalla prima foratura.

Alcune imprese utilizzano con successo eliche senza tappo, pompando aria compressa attraverso l'elica durante la perforazione. La pressione dell'aria può essere utile nel caso di argille rigide o in altre difficili condizioni di trivellazione poiché aiuta a prevenire che la terra aderisca all'elica e che venga separata durante la perforazione. Invece suoli più suscettibili all'estrazione, come la sabbia pulita, non sono adatti all'utilizzo dell'aria compressa durante l'installazione del palo.

5.5 Attrezzature per il pompaggio del calcestruzzo

L'attrezzatura di pompaggio del calcestruzzo dovrebbe essere una pompa volumetrica capace di sviluppare pressioni al pompaggio fino a 2,4 MPa. La tipica pompa per il calcestruzzo opera con pistoni alternati e una portata di 60÷80 m³/h. Tuttavia, le dimensioni e la capacità della pompa devono essere adeguate alle dimensioni del palo da costruire. Comunemente si utilizza un'autobetoniera chiamata in cantiere vicino all'impianto di perforazione con un braccio distributore che si avvicina alla pompa per il calcestruzzo che è presidiata da un operatore (Fig. 5.5.1). Il braccio distributore ha diametri che variano dai 63 ai 100 mm e può estendersi per 30÷60 m.



Fig.5.5.1 – Autobetoniera che scarica il calcestruzzo nella pompa e dettaglio della pompa

Alcune imprese hanno la pompa direttamente montata sull'impianto, ciò consente all'operatore di controllare il pompaggio. L'operazione di pompaggio mostrata in Fig. 5.5.2 comprende un botte rotante che può tenere un carico di calcestruzzo di circa 8 m³ direttamente in loco in modo che appena arriva l'autobetoniera con il calcestruzzo preconfezionato lo passa scaricare e ritornare all'impianto di confezionamento del calcestruzzo per il carico successivo.



Fig. 5.5.2 - Pompa per il calcestruzzo montata nell'impianto e botte rotante

È importante che la pompa non eroghi un volume eccessivo di calcestruzzo, cosa che causerebbe difficoltà all'operatore nel controllare la formazione del palo. In generale, una pompa dovrebbe erogare un volume per giri (ciclo di lavoro della pompa) corrispondente a circa a 100 mm di lunghezza di palo o meno. Se il volume per giri è troppo grande rispetto alla dimensioni del palo, l'operatore non riesce a mantenere un pompaggio costante e non riesce ad ottenere un palo uniforme. Se invece il volume per giri è troppo piccolo rispetto alle dimensioni del palo, l'operazione sarà lenta e inefficiente.

Al fine di verificare la portata e la pressione del calcestruzzo è necessario che la strumentazione provveda a monitorare tutte le operazioni. Sono disponibili due metodi per il monitoraggio in tempo reale del volume di calcestruzzo gettato: conteggio dei giri e misuratore di portata in linea. Il più semplice di questi due metodi è contare i giri dalla pompa, che può essere un'operazione automatica utilizzando il sensore di pressione o un sensore di prossimità. Con questo metodo, il volume cumulativo è determinato moltiplicando il numero di giri per un volume stimato di calcestruzzo erogato per giro. Questo metodo soffre l'imprecisione di assumere un volume costante per ogni giro. A volte le pompate sono inconsistenti e il volume erogato per ciclo può variare. Il contatore automatizzato può perdere dei colpi o contare giri multipli. Il volume pompato per ogni giro può anche variare con la pressione alla quale la pompa opera o può variare nel tempo per altri motivi. Con l'introduzione dei moderni sensori e apparecchiature di controllo, il conteggio dei giri è ora considerato una pratica di controllo di qualità scadente.

Il secondo metodo, da preferirsi, per monitorare il volume consiste nell'utilizzo di un flussometro (misuratore di portata) in linea (Fig. 5.5.3). Questo dispositivo fornisce un'indicazione più accurata ed affidabile del volume effettivamente consegnato.

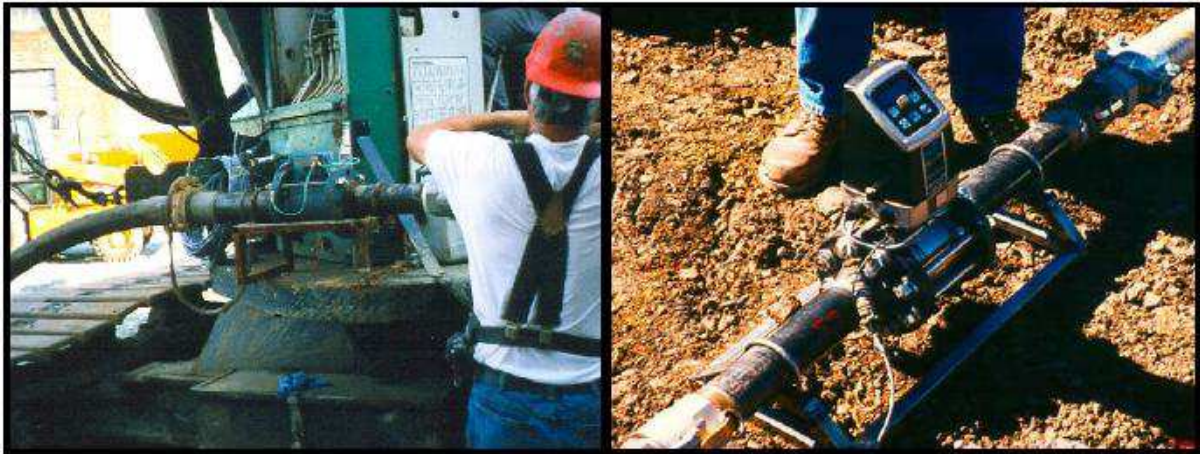


Fig. 5.5.3 – Misuratore di portata in linea

I flussometri lavorano posizionando un campo magnetico attorno ad un tubo in modo che il mezzo conduttore muovendosi attraverso il tubo induca una tensione nel misuratore. La tensione nel misuratore è proporzionale alla velocità media del flusso. Il flussometro permette quindi una misura della tensione che è proporzionale alla velocità media del calcestruzzo che lo attraversa; questa velocità media può essere convertita in volume utilizzando l'area conosciuta della sezione trasversale del flusso. Il flussometro è sensibile solo alla conducibilità del calcestruzzo ed è indipendente dalla densità o dalla viscosità.

Un sensore di pressione dovrebbe essere montato in linea per fornire un monitoraggio in tempo reale della pressione nell'elica e per assicurare che la pressione positiva del calcestruzzo sia sempre mantenuta nel foro. Il posto migliore per posizionare questo sensore è alla base (superiore) dell'elica (Fig. 5.5.4). Questo strumento fornisce una misura della pressione del calcestruzzo all'interno dall'elica. Allo stato attuale, i sensori di pressione all'interno dell'elica sono difficili da mantenere e quindi non più ampiamente utilizzati.

Una posizione più comune per misurare la pressione è nella linea appena sopra la parte girevole, sulla sommità dell'elica. Se il foro è completamente riempito, la pressione sulla punta dell'elica dovrebbe differire dalla pressione in testa della differenza di pressione da cima a fondo meno una piccola perdita dovuta allo scorrimento nel foro.



Fig. 5.5.4 – Sensore per la pressione del calcestruzzo

La pressione minima durante tutte le operazioni di riempimento deve essere visualizzata in tempo reale. Questa informazione può essere utilizzata per correggere immediatamente le zone del palo in cui la pressione è scesa a causa della contaminazione del calcestruzzo con il terreno o per altri problemi. Queste letture dovrebbero essere registrate per la documentazione del controllo di qualità.

Infatti, durante le diverse fasi di lavorazione, perforazione e getto il processo viene costantemente monitorato in tempo reale dall'operatore grazie alla strumentazione installata sulla macchina che genera, per ogni palo, un report come quello in Fig. 5.5.5.

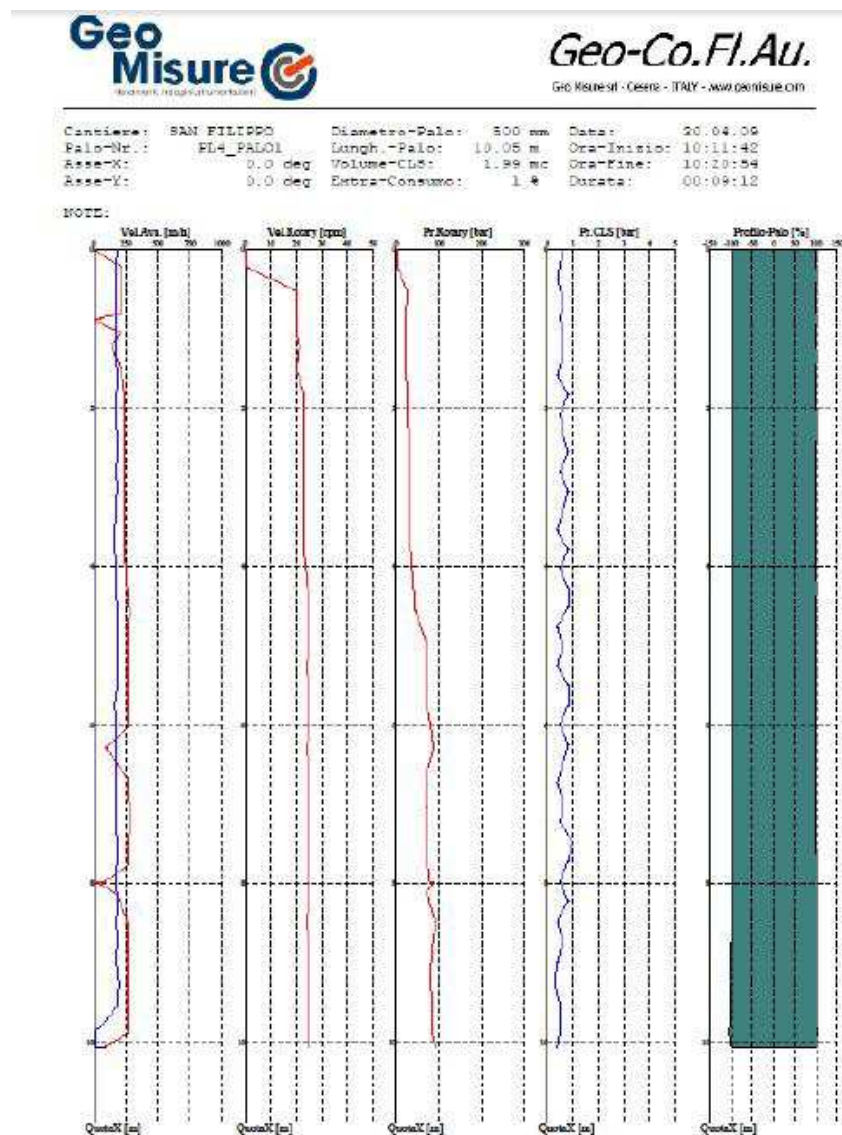


Fig. 5.5.5 – Report singolo palo: velocità di avanzamento (m/h), velocità di rotazione (rpm), pressione di rotazione e pressione del cls (bar)

5.6 Completamento della cima del palo

Dopo che il getto di calcestruzzo è ultimato e l'elica viene fatta risalire, i lavoratori devono rifinire la cima del palo prima di posizionare l'armatura. Una procedura raccomandata è quella di mettere un piccolo modulo o involucro intorno alla parte superiore del palo per impedire la caduta del terreno circostante. È inoltre necessario levare il calcestruzzo contaminato di terreno e ripulire l'area (Fig.5.6.2). In figura 5.6.1 a sinistra si osserva la rimozione del materiale di risulta mediante la pala meccanica; il materiale è successivamente caricato su autocarri e trasportato nelle aree di discarica autorizzata. A destra si osservano gli operai che ultimano la pulizia manualmente e il posizionamento del modulo in acciaio



Fig. 5.6.1 – Rimozione del terreno mediante pala meccanica e manualmente, posizionamento del modulo in acciaio



Fig. 5.6.2 – Rimozione del calcestruzzo che si è mescolato al terreno

5.7 Materiali

I materiali che compongono i pali CFA sono il calcestruzzo e l'armatura d'acciaio.

5.7.1 Calcestruzzo

Il calcestruzzo usato per i pali CFA tipicamente contiene: una miscela di cemento Portland, ceneri volanti, acqua, aggregati e additivi. Sono spesso aggiunti degli additivi che permettono di ritardare l'indurimento del calcestruzzo, per mantenerne una maggiore lavorabilità.

La miscela di calcestruzzo deve essere in grado di: venir pompata senza difficoltà, penetrare e riempire i vuoti aperti nel terreno adiacente e consentire l'inserimento del rinforzo in acciaio.

5.7.1.1 Componenti del mix design del calcestruzzo per pali CFA

CEMENTO

Viene normalmente utilizzato il cemento di tipo I o di tipo I / II, cementi Portland con un dosaggio di circa 3,5÷4,5 kN/m³. Cementi speciali, resistenti all'attacco dal solfato devono essere usati in ambienti in cui il contenuto di solfato è estremamente elevato, come nelle acque sotterranee.

ADDITIVI POZZOLANICI

L'additivo pozzolanico più comunemente usato sono le ceneri volanti; tuttavia, se finemente macinati, vengono usati anche il fumo di silice e le scorie d'altoforno. L'uso di additivi pozzolanici tende a ritardare il tempo di indurimento della pasta di cemento, aumentandone così la lavorabilità. Come conseguenza negativa dell'utilizzo degli additivi pozzolanici si riscontra un ritardo dello sviluppo della resistenza iniziale della miscela.

ACQUA

L'acqua usata per la miscelazione del calcestruzzo deve essere potabile (esente da contaminazione organica e materiale putrefatto) e dovrebbe avere bassi contenuti di cloruro solfato. Il rapporto acqua/cemento è di circa 0,45.

AGGREGATI

Tutti gli aggregati devono soddisfare particolari specifiche in base al tipo di calcestruzzo che si vuole ottenere; sono da preferirsi inerti arrotondati del diametro massimo di 15 mm. In generale non devono essere di origine silicea, ma solo di origine calcarea e devono seguire una

granulometria ben diversificata che viene rappresentata dalla curva di FÜLLER. Inoltre, la ghiaia arrotondata è fortemente preferibile rispetto al pietrisco grazie ai benefici in termini di lavorabilità dell'impasto, di pompaggio e di posizionamento. Miscele di calcestruzzo richiedono elevata lavorabilità e quindi un maggior apporto di aggregato grosso per ridurre al minimo la tendenza alla separazione.

FLUIDIFICANTI

I fluidificanti migliorano la lavorabilità del calcestruzzo a pari valore del rapporto acqua/cemento. Tali additivi inoltre, poiché determinano una diminuzione della tensione superficiale dell'acqua di impasto, consentono di ridurre il fabbisogno d'acqua per la data consistenza desiderata. Pertanto senza modificare il dosaggio di cemento ne risulta un aumento della resistenza caratteristica a compressione e un miglioramento della durabilità. I fluidificanti erano di norma a base di ligninsolfato ottenuto come residuo dell'estrazione della cellulosa dal legno. Sono stati impiegati anche altri prodotti quali il gluconato sodico e il glucosio, più costosi ma anche più efficaci del ligninsolfato.

RITARDANTI

I ritardanti di presa e di indurimento hanno la funzione di ridurre il grado di idratazione del cemento nelle prime ore, soprattutto in climi caldi quando le alte temperature ($> 20^{\circ} \text{C}$) accelerano l'idratazione del cemento con perdita di lavorabilità. Sono costituiti prevalentemente da prodotti organici quali gluconato, glucosio, zuccheri. Tali prodotti non modificano sostanzialmente le prestazioni del calcestruzzo.

AERANTI

Gli aeranti modificano la tensione superficiale dell'acqua e favoriscono la formazione artificiale nel getto di calcestruzzo di bolle d'aria a seguito dell'agitazione dell'impasto. La presenza di macropori nella matrice cementizia migliora la resistenza ai cicli di gelo e disgelo. In genere però determinano una leggera caduta della resistenza a compressione e un aumento delle deformazioni viscosive.

5.7.1.2 Lavorabilità del calcestruzzo e SLUM test

Un aspetto molto importante riguarda la lavorabilità che deve essere mantenuta per almeno 90 min, tempo necessario affinché l'armatura possa essere inserita. La lavorabilità è influenzata da molti fattori, tra i quali, i principali sono: rapporto acqua/cemento, dimensioni degli aggregati e curva granulometrica, contenuto di cemento, presenza di additivi.

Lo “SLUMP” del calcestruzzo viene misurato col cono di Abrams. Il cono di Abrams è uno stampo a forma tronco-conica che serve a determinare la consistenza del calcestruzzo fresco.

Solitamente è costruito in lamiera di acciaio zincato o inossidabile, è dotato di due manici per la sformatura e, nella parte inferiore, di due alette che servono a mantenerlo fermo nel corso del riempimento (Fig. 5.7.1.2.1). La prova che viene eseguita utilizzando il cono di Abrams prende il nome di slump test ed è una valutazione della deformazione che un impasto subisce per effetto del proprio peso, quando viene privato del

recipiente che lo sostiene. Il recipiente tronco-conico viene riempito con tre strati successivi, costipando ogni strato con 25 colpi dati con un pestello (Fig. 5.7.1.2.2). Si livella la superficie e si estrae il cono con molta delicatezza, in un lasso di tempo fra i 5 e i 10 secondi (Fig. 5.7.1.2.3) . La prova deve essere eseguita entro 150 secondi, dal momento in cui si versa il primo strato fino alla misurazione dell'abbassamento. Il calcestruzzo comincia così ad abbassarsi. Dalla misura dell'abbassamento relativo si deduce la consistenza dell'impasto.

L'abbassamento può avvenire in diversi modi: l'unico accettabile è lo slump vero, cioè un abbassamento regolare dell'impasto. Gli altri (slump di taglio, collasso) sono indice di qualche irregolarità nel confezionamento del calcestruzzo. In base al risultato dello slump test (secondo la normativa UNI EN 206-1), si individuano 5 classi di consistenza:

- S1 (asciutta) abbassamento fra 1 e 4 cm;
- S2 (plastica) abbassamento fra 5 e 9 cm;
- S3 (semifluida)abbassamento fra 10 e 15 cm;
- S4 (fluida)abbassamento fra 16 e 21 cm;
- S5 (superfluida) abbassamento oltre i 21 cm.



Fig. 5.7.1.2.1 – Cono di Abrams



Fig. 5.7.1.2.2 - Riempimento del cono di Abrams



Fig. 5.7.1.2.3 – Sollevamento del cono di Abrams

Il calcestruzzo per i pali CFA deve appartenere alla classe di consistenza superfluida (S5), con valori di slump maggiori di 23÷25 cm, o deve essere un calcestruzzo tipo SCC (autolivellante, ancora più fluido).

5.7.2 Armatura

5.7.2.1 Materiale per l'armatura

Le barre di armatura per pali CFA sono in acciaio. I documenti dell'acciaieria devono indicarne: numero, tipo (con riferimento all'ordine di acquisto e al disegno) e peso.

Il certificato dell'acciaieria attesta la classe di resistenza dell'acciaio.

I controlli e le prove sui campioni di acciaio delle barre di armatura sono effettuati in accordo con quanto prescritto nelle vigenti normative tecniche. Di tanto in tanto, i pali CFA possono essere rinforzati con barre filettate ad alta resistenza . Le barre ad alta resistenza sono normalmente utilizzate quando devono sopportare dei grandi carichi.

5.7.2.2 Forma dell'armatura

Le gabbie di rinforzo devono essere fabbricate in modo che il loro sollevamento e la loro mobilitazione non provochi deformazioni permanenti. La posa della gabbia di armatura avviene dopo il getto di calcestruzzo, pertanto è necessario impiegare gabbie non superiori a 15 metri in elemento unico. La posa avviene nel calcestruzzo fresco mediante introduzione della gabbia che affonda in virtù del peso proprio o eventualmente spinta con l'ausilio di idoneo vibratore agente sulla testa della gabbia o in posizioni intermedie all'interno di essa, con il supporto di un cestello metallico. La gabbia di armatura, con l'ausilio del vibratore e di adeguate prolunghe è "affondata" al di sotto del piano campagna.

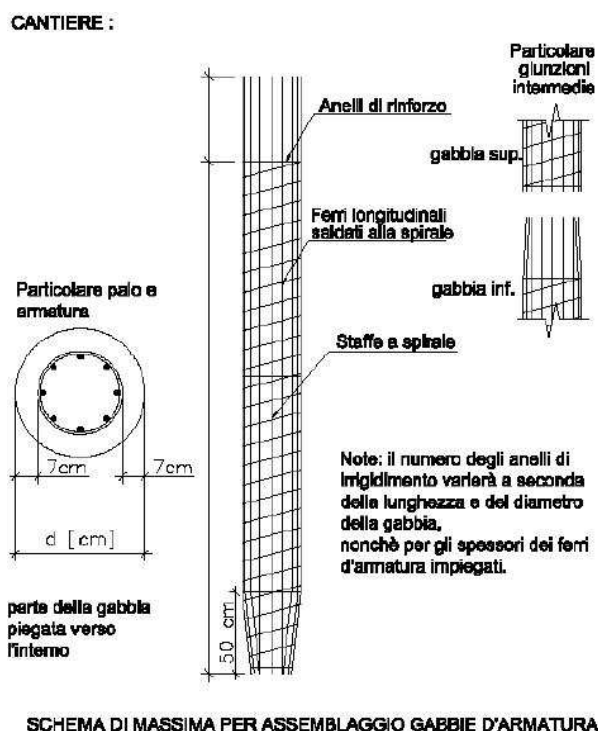


Fig. 5.7.2.2.1 – Possibile schema di assemblaggio per gabbie d'armatura

Per la forma dell'armatura bisogna tener presenti le seguenti raccomandazioni (Fig. 5.7.2.2.1):

- A parità di sezione totale del ferro privilegiare elevati valori del rapporto diametro-numero di barre;
- Minor numero possibile di giunzioni fra elementi di gabbia;
- Conferire alla gabbia una terminazione conica verso il fondo, in modo da agevolare la penetrazione della medesima nel calcestruzzo.
- Adottare un copriferro mai inferiore a 8÷10 cm;
- In funzione delle condizioni del terreno, della qualità del calcestruzzo e dell'esperienza del personale è possibile installare gabbie fino a profondità di 25 metri.

Le gabbie di rinforzo sono normalmente segnalate con 75 mm di copertura trasparente verso l'esterno del palo. Plastica o distanziatori cementizi devono essere posizionati a intervalli di non più di circa 3 m lungo la gabbia per fornire la copertura. I distanziatori in acciaio non dovrebbe essere utilizzati in quanto possono accelerare notevolmente la corrosione dell'acciaio di armatura, in particolare al di sopra della falda acquifera. Esempi di gabbie d'armatura pronte per la posa in Fig. 5.7.2.2.2



Fig. 5.7.2.2.2 – Gabbie d'armatura pronte per la posa

6. CONCLUSIONI

Concludo l'approfondimento sui pali CFA evidenziando quelli che sono gli aspetti vantaggiosi di questa tecnologia:

- Assenza di decompressione: nei pali CFA il terreno, a differenza di altri tipi di pali trivellati, normalmente non viene asportato durante la fase di perforazione, ma addirittura viene addensato per l'introduzione dell'elica. Inoltre, durante la fase di getto, esso viene pressato dal calcestruzzo. Così il parziale costipamento operato dall'elica (si verifica infatti che il materiale di risulta della trivellazione risulta pari a circa il 50% del volume teorico) realizza un miglioramento delle caratteristiche geo-meccaniche con conseguente incremento dei valori di portanza (capacità massima di carico) del palo.
- Penetrabilità: i pali CFA sono adatti, in genere, in qualsiasi tipo di terreno; il metodo si rivela efficiente anche per l'attraversamento di livelli cementati grazie all'aggressività dell'elica nella sua punta (dove è presente una testa dentata).
- Silenziosità e assenza di vibrazioni: l'elica penetra nel terreno gradualmente senza provocare alcuna vibrazione ed alcun rumore così da permettere l'uso dei pali CFA anche nei centri abitati e in adiacenza ad altre strutture. Questo purché il cantiere sia sufficientemente grande da poter ospitare tutte le attrezzature .
- Rapidità ed economicità: la sequenza esecutiva garantisce una produzione giornaliera molto elevata in quanto l'operazione di perforazione e getto del calcestruzzo è unica; mentre nel sistema tradizionale è necessario ricorrere ad una seconda attrezzatura (e quindi ad una seconda fase) che subentra alla trivella per il getto del calcestruzzo. Questo rende i pali CFA economicamente vantaggiosi.
- Caratteristiche tecniche: nei pali CFA viene normalmente impiegato un calcestruzzo di consistenza fluida, eventualmente vengono aggiunti anche degli additivi per ottenere l'opportuna lavorabilità. L'installazione è eseguita in terreni di qualsiasi natura, di scarsa o media resistenza, indifferentemente in presenza o assenza d'acqua di falda. Possono essere realizzati anche in terreni instabili senza uso di tubi di rivestimento giacché il metodo non implica alcuna situazione di "scavo aperto". Si evidenzia come, in particolare nel caso di terreni sciolti e tendenti al franamento, in misura maggiore se c'è anche presenza di acqua, a differenza dei normali pali trivellati si elimina il problema dell'utilizzo della camicia di rivestimento e/o della bentonite (con tutte le difficoltà inerenti il suo smaltimento)

L'unico limite all'inconsistenza del terreno è dato dalla capacità del terreno stesso di resistere alla pressione del calcestruzzo fluido presente alla fine del getto, come tutti i tipi di palo gettati in opera senza un rivestimento permanente.

Per quanto riguarda l'aspetto di rapidità e velocità, è interessante osservare la Tabella 6.1 nella quale sono riportati alcuni dati sulla produttività dei vari sistemi di perforazione per pali di grande diametro in terreni di media difficoltà. I tempi sono contati dall'inizio alla fine della perforazione, e quindi non comprendono lo spostamento delle attrezzature da un palo al successivo, né i tempi di posa della gabbia e del tubo getto. Per un palo CFA di media lunghezza (25 m), questi ultimi possono essere valutati in 1,5÷2,5 ore; per il getto si può raggiungere agevolmente una velocità di 20 m³/h.

Tabella 6.1 – Produttività delle attrezzature per pali di grande diametro

Tipo di palo	Velocità di perforazione (m/h)
Pali tubati <ul style="list-style-type: none"> • Con morsa oscillante • Con vibro infissione 	1÷2 5÷10
Pali con fango bentonitico <ul style="list-style-type: none"> • A rotopercolazione con circolazione rovescia • A rotazione con circolazione rovescia • Con bucce in fango statico 	0,5÷1 2÷4 3÷10
Pali a secco <ul style="list-style-type: none"> • Con elica continua 	10÷20

Ovviamente, come tutti i sistemi, anche i pali CFA possono presentare degli svantaggi che però sono strettamente collegati alle specifiche situazioni di cantiere in cui si opera.

Concludo dicendo che i pali CFA sono un sistema di minor disturbo per il terreno, per i fabbricati limitrofi esistenti e per la popolazione.

PARTE III PROVE DI CARICO SU PALI CFA, CON INTRODUZIONE GENERALE SULLE PROVE ANALIZZATE

7. INTRODUZIONE AI METODI DI INDAGINE

Negli ultimi decenni è nata l'esigenza sempre maggiore di avere conferme sulla qualità della realizzazione di opere di fondazione che ha spinto un forte sviluppo ed affinamento delle metodologie di indagine con l'obbiettivo di renderle veloci, affidabili ed economiche.

Le tecniche di indagine oggi disponibili per la verifica delle fondazioni profonde sono classificate in:

- Metodi Diretti che consistono in una analisi visiva o nella misura di parametri meccanici.
Essi sono classificati in:
 - Metodi Visivi
 - Prove di Carico
 - Sondaggi e perforazioni

- Metodi Indiretti che consistono nell'acquisizione di grandezze non direttamente legate alle caratteristiche meccaniche dei materiali, come proprietà acustiche o elettriche le quali, adeguatamente interpretate, forniscono informazioni sulla stato qualitativo dell'elemento.
Essi possono essere classificati in:
 - Interni
 - Esterni
 - Remoti

Le tecniche di indagine indirette hanno generalmente costi inferiori rispetto a quelle dirette. Tali metodologie vengono spesso usate per controlli di routine, controlli qualitativi o come indagini "preliminari" qualora sorgano dubbi legati alla fase di realizzazione e forniscono informazioni significative sulle caratteristiche strutturali come l'integrità e la qualità del materiale. Le tecniche dirette, invece, forniscono indicazioni circa l'abilità dell'elemento di sostenere il carico di progetto, quantomeno nel breve tempo.

La scelta del metodo di controllo deve considerare diversi aspetti, come: la necessità di una pre-pianificazione della prova (esempio prova di carico – pali laterali per contrasto), periodo nel quale la prova potrà essere eseguita (subito dopo il getto, a maturazione del cls etc..), tipologia e caratteristiche fisico meccaniche del palo, possibili cause di difetti o anomalie che possono incorrere in fase di realizzazione, numero di prove da eseguire, abilità ed affidabilità del metodo nell'individuare l'eventuale difetto, costo della prova e facilità di interpretazione dei risultati.

8. METODO PIT, PROVA ECOMETRICA A BASSA ENERGIA

8.1 Normativa di riferimento

Sono riportati di seguito dei passi importanti della normativa di riferimento

8.1.1 Normativa di riferimento N.T.C.-D.M. 14/01/2008 Paragrafi 6.4.3.6.

“6.4.3.6 Controlli d'integrità dei pali

In tutti i casi in cui la qualità dei pali dipenda in misura significativa dai procedimenti esecutivi e dalle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, devono essere effettuati controlli di integrità.

Il controllo dell'integrità, da effettuarsi con prove dirette o indirette di comprovata validità, ***deve interessare almeno il 5% dei pali della fondazione con un minimo di 2 pali.***

Nel caso di gruppi di pali di grande diametro ($d \geq 80$ cm), il controllo dell'integrità deve essere effettuato su tutti i pali di ciascun gruppo se i pali del gruppo sono in numero inferiore o uguale a 4.”

8.1.2 Normativa statunitense di riferimento ASTM D 5882-07

“1.1 This test method covers ***the procedure for determining the integrity of individual vertical or inclined piles by measuring and analyzing the velocity*** (required) and force (optional) response of the pile induced by an (hand held hammer or other similar type) impact device usually applied axially and perpendicularly to the pile head surface. ***This test method is applicable to long structural elements that function in a manner similar to any deep foundation units (such as driven piles, augered piles, or drilled shafts)***, regardless of their method of installation provided that they are receptive to low strain impact testing.”

8.2 Introduzione al metodo PIT

Il metodo PIT (Pile Integrity Test), di origine statunitense, è stato sviluppato in Europa dall'Olanda negli anni settanta come strumento per il controllo di qualità di pali di fondazione prefabbricati in

calcestruzzo, largamente usati in questo paese. Data la regolarità delle superfici dei pali prefabbricati, questo test sonico poteva essere usato con grande affidabilità.

Oggi la prova PIT viene identificata come prova di integrità, prova Ecometrica a bassa energia o prova sonica.

Può essere utilizzata per il controllo di pali gettati in opera, CFA, pali trivellati, pali infissi e pali in legno.

Il principio della prova consiste in un'onda di compressione che si propaga fino alla base del palo e viene riflessa verso la testa dello stesso. Lo scopo è quello di individuare i maggiori difetti presenti nel palo (come intrusioni di terreno, vuoti, restrizioni o allargamenti) grazie alle riflessioni che questi causano.

8.3 Cenni teorici

Tra i metodi non distruttivi, le prove dinamiche a bassa energia consentono di verificare l'integrità dei pali di fondazione sia per quanto riguarda le caratteristiche del materiale sia per quanto riguarda lo studio del profilo del manufatto in profondità.

La prova si esegue applicando un accelerometro in sommità del palo e, mediante un impulso meccanico prodotto col martello, che può essere strumentato con una cella di carico che consente di quantificare l'entità della sollecitazione, si genera un'onda di compressione.

L'accelerometro registra lo spostamento della testa del palo mentre l'unità di acquisizione visualizza istantaneamente l'andamento dell'onda di compressione (Schema in Fig. 8.3.1).

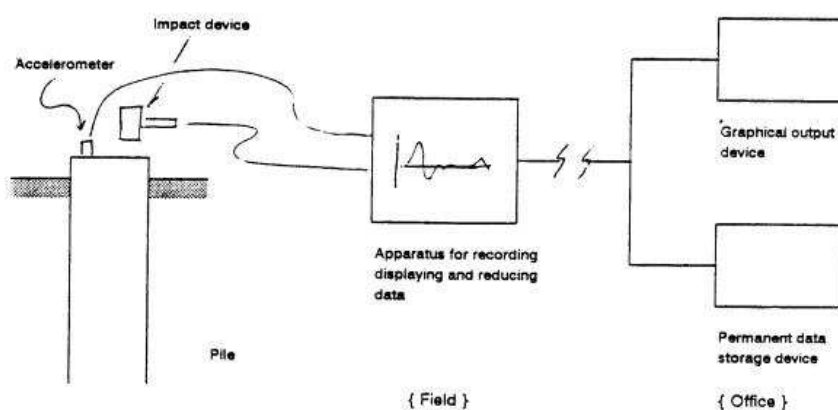


Fig. 8.3.1 – Schema dello svolgimento della prova PIT

Analizzando l'onda elastica di compressione lungo il palo si può determinare la presenza di riflessioni anomale dovute alla variazione di geometria, inclusioni o zone di conglomerato di qualità scadente (Fig. 8.3.2). Queste variazioni delle caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche

dell'elemento comportano una variazione dell'impedenza meccanica con conseguente parziale o totale riflessione delle onde elastiche. In Fig.8.3.3 è riportato il segnale di risposta di un palo ideale, nel quale entrambe le onde di sollecitazione iniziale e riflessione finale sono orientate nel verso positivo del grafico.

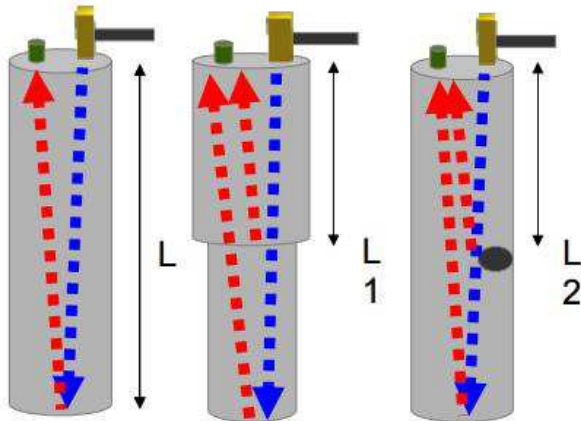


Fig. 8.3.2 – Riflessione del piede del palo, riflessione dovuta alla riduzione della sezione, riflessione dovuta al difetto interno

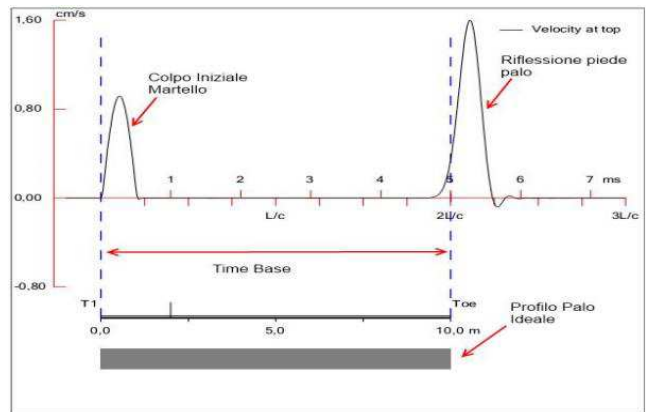


Fig. 8.3.3 – Segnale di risposta di un palo ideale

Le onde meccaniche generate attraverseranno il fusto del palo ad una data velocità c (velocità delle onde piane di compressione nel materiale) in un tempo t compreso tra la sollecitazione iniziale e le onde di riflessione provenienti dal piede del palo secondo la relazione (8.3.1):

$$t = \frac{2L}{c} \quad (8.3.1)$$

dove L rappresenta la distanza dell'elemento che ha generato la riflessione. Si considera 2 volte la lunghezza del palo in quanto le onde compiono un tragitto doppio: andata e ritorno. La distanza L sarà quindi misurabile attraverso la relazione (8.3.2):

$$L = \frac{ct}{2} \quad (8.3.2)$$

Pertanto nota la velocità c che può essere stimata entro certi limiti e noto il tempo t , misurabile attraverso il sensore posto sulla testa del palo, tra l'impatto iniziale e le onde di riflessione sarà possibile stimare la lunghezza della fondazione o localizzare la profondità della riflessione che verrà generata dalla variazione di impedenza (Fig. 8.3.4 e Fig. 8.3.5).

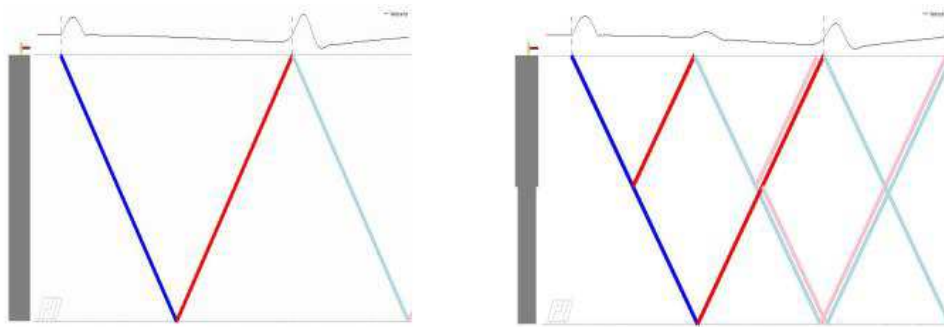


Fig. 8.3.4 – A sinistra il palo presenta una omogeneità costante, le onde non subiscono alcuna variazione, a destra il palo presenta delle disomogeneità, le onde di riflessione subiscono variazioni

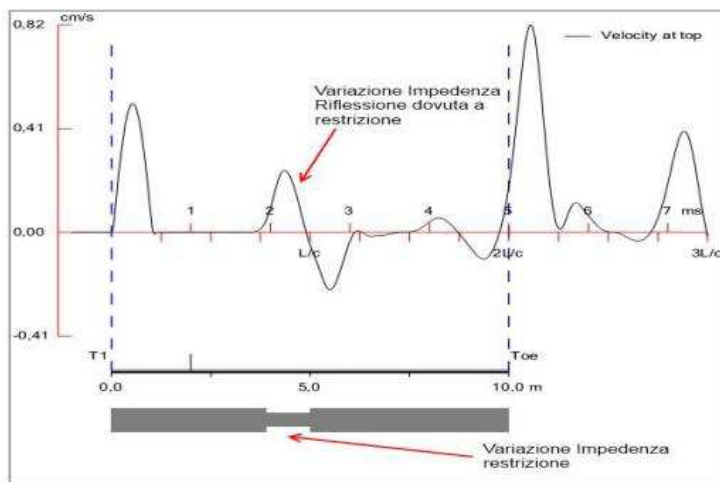


Fig. 8.3.5 – Segnale di risposta di un palo con riduzione della sezione. Si genera un segnale di riflessione generato da una riduzione di impedenza

I cambiamenti delle proprietà meccaniche del materiale vengono espressi in termini di variazione di impedenza, indicata con Z (8.3.3). Maggiore è il cambiamento del valore Z maggiore sarà l'entità della riflessione. Il concetto di impedenza è fondamentale nell'interpretazione della prova di integrità. Diverse sono le formule che esprimono l'impedenza. Nel campo delle prove a bassa deformazione viene comunemente utilizzata la seguente espressione:

$$Z = \rho \cdot c \cdot A \quad (8.3.3)$$

In cui:

ρ = densità del materiale,

c = la velocità di propagazione delle onde piane nel mezzo,

A = sezione dell'elemento

Considerando l'espressione (8.3.3) risulta evidente che le variazioni delle proprietà meccaniche del materiale (ρ e c) e/o le variazioni della sezione dell'elemento inducono una variazione di Z . Risulta altresì chiaro che la riflessione prodotta dal piede del palo avviene in modo "evidente" quanto in quel punto otterremo la maggiore variazione di impedenza. Identico risultato otterremmo qualora il palo risultasse interrotto ad un determinato punto.

Le riflessioni dell'onda si analizzano sulla base della loro fase.

Generalmente un'onda in fase a quella generata dal colpo di martello indica una diminuzione dell'impedenza e quindi un difetto del palo riconducibile ad una restrizione di sezione, fessurazioni e/o caratteristiche del cls più scadente (Fig. 8.3.6).

Analogamente, per fase inversa a quella di impatto del martello, l'impedenza aumenta indicando un aumento della sezione dovuta ad una sbulbatura.

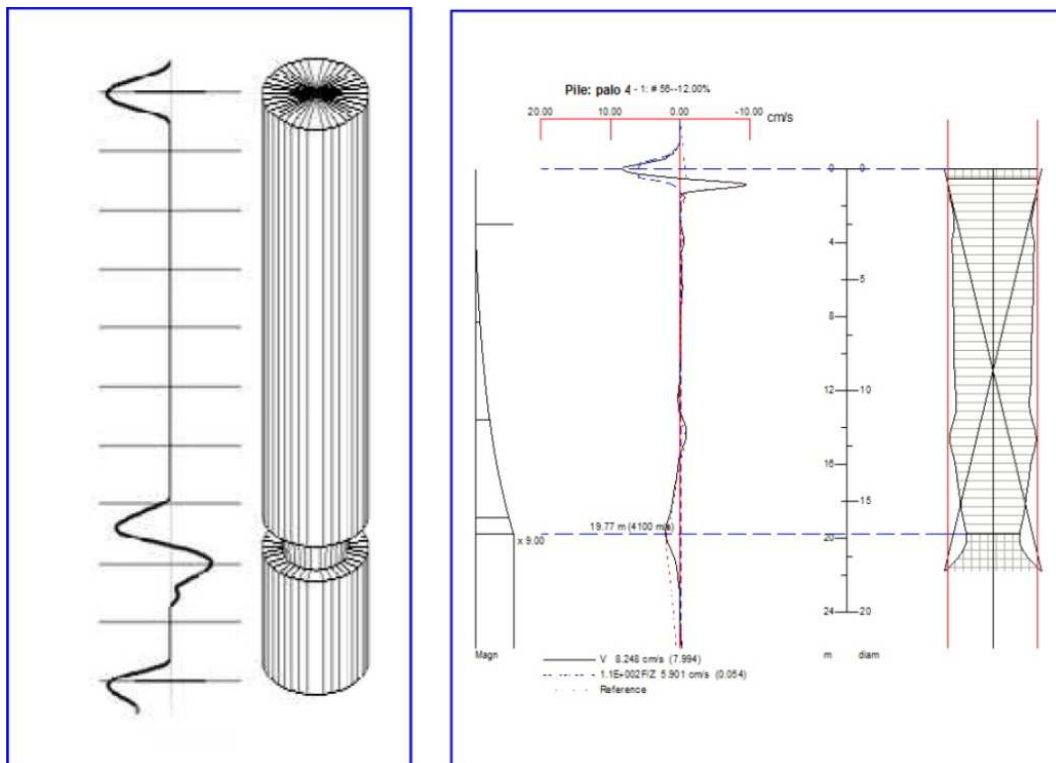


Fig. 8.3.6 – Diagramma di un palo reale, con difetti

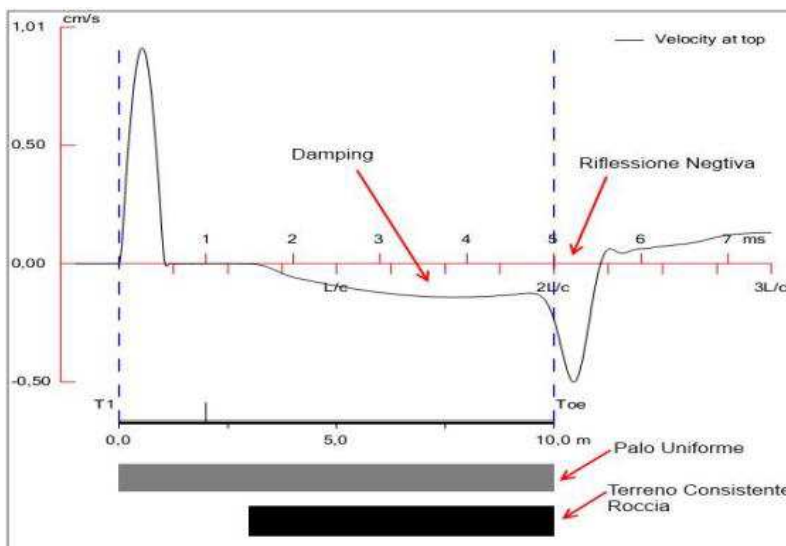
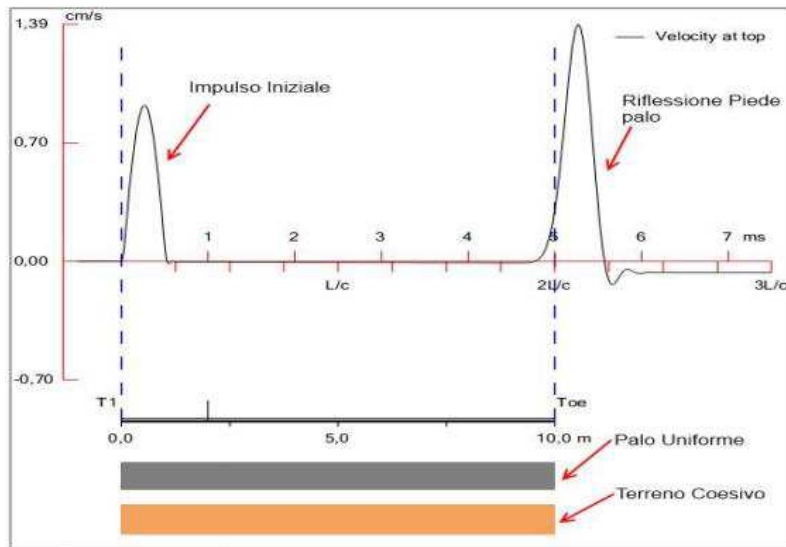


Fig. 8.3.7 – Variazione del segnale in base alla stratigrafia del terreno: terreno coesivo sopra e terreno roccioso sotto.

Infine, essendo l'elemento di fondazione inserito interamente in un altro mezzo, oltre alle riflessioni dovute alla variazione di impedenza Z , si considerano le riflessioni del terreno in cui è stato realizzato il palo.

In Fig. 8.3.7 entrambi i pali non presentano difetti interni o variazioni di impedenza, ma il segnale che si ottiene è completamente differente in base alla stratigrafia del terreno

Risulterà quindi particolarmente importante ai fini di una corretta esecuzione della prova di integrità e relativa interpretazione dei dati conoscere la stratigrafia del terreno. Un palo incastrato di punta su un materiale "duro" difficilmente produrrà una risposta chiara al piede del palo. Le onde meccaniche non rileveranno significative variazioni di impedenza e quindi sarà impossibile determinare l'esatta lunghezza della fondazione.

8.4 ESEMPIO DI PROVA PIT SU PALI CFA

Tutti i risultati sono stati forniti da 4 EMME Service S.p.A. Prove in Sito-Laboratorio Prove Materiali (Sede legale: Via L. Zuegg, 20- 39100 Bolzano Italia)

8.4.1 Premessa

PROVE n. 4169/PD

La 4 EMME Service S.p.A. è stata incaricata dalla xxx, di eseguire delle indagini a eco a bassa energia su pali di fondazione ad elica continua.

Le strutture sono relative agli interventi di manutenzione straordinaria presso la sede xxx sita nel comune di Padova.

Scopo dell'intervento è di valutare l'integrità e lunghezza di progetto del fusto dei pali relativi all'opera in oggetto. In particolare si è utilizzato un sistema di misura per impatti a bassa energia denominato P.I.T, valutando il segnale nel dominio dei tempi.

La scelta degli elementi strutturali da sottoporre a verifica è stata preventivamente concordata su indicazione del Direttore Lavori. I pali di prova sono tutti e 62 i pali della palificata, con ripetizione della prova per 3 volte in ciascun palo

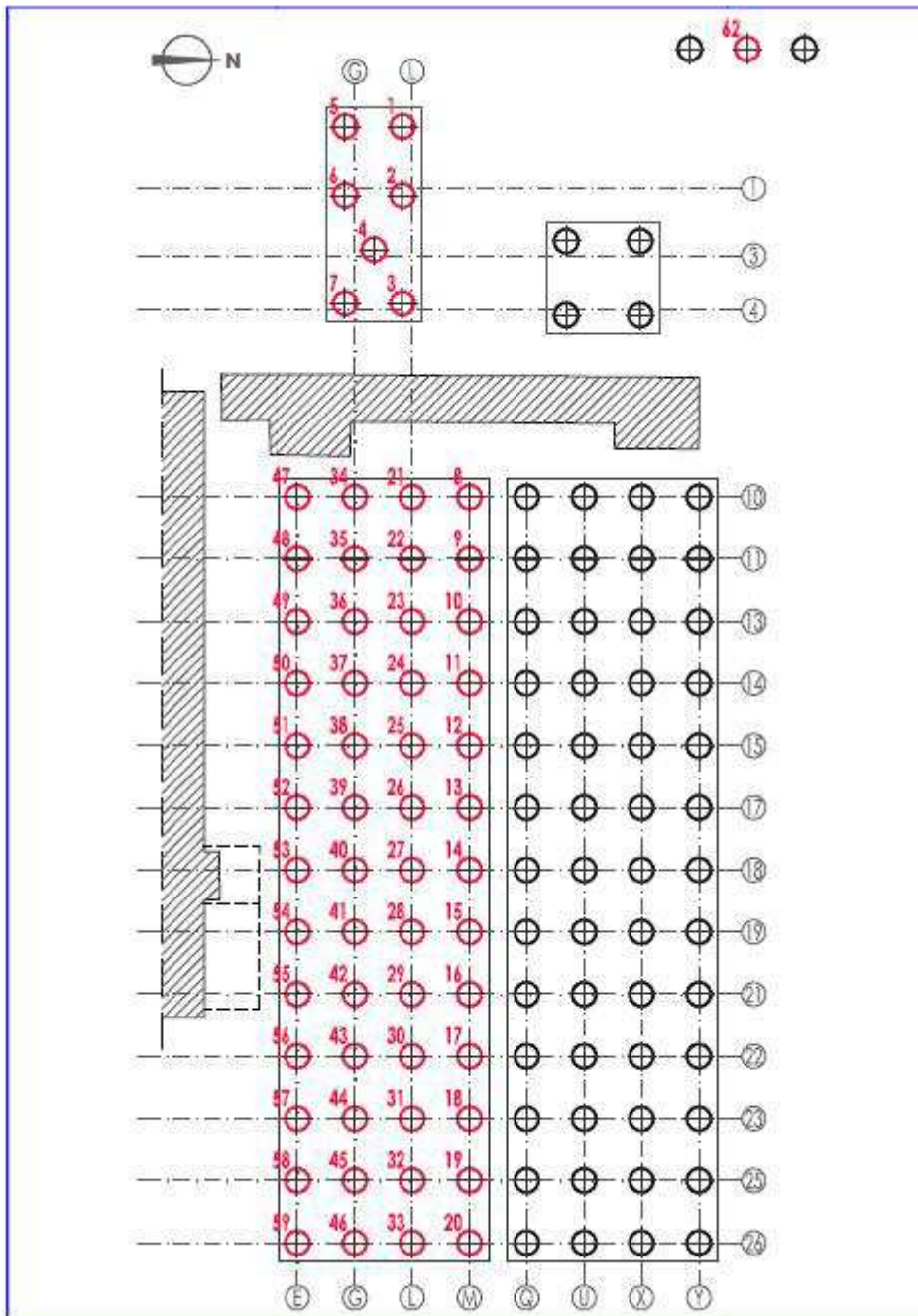
Le prove sono state eseguite il 7 Maggio 2015.

A TITOLO DI ESEMPIO CONSIDERO NELLA TRATTAZIONE SOLO IL PALO N. 21

8.4.2 Vista del cantiere



8.4.3 Individuazione dei pali di prova



8.4.4 Pali di prova

Si sono eseguite n. 60 indagini sugli elementi evidenziati in pianta.

Caratteristiche meccaniche e geometriche dei pali.

- Pali trivellati tipo CFA a elica continua
- Diametro palo $\varnothing 80 \text{ cm}$
- Lunghezza Palo n. 62 $L_{62} = 19,75 \text{ m}$
- Lunghezza Pali n. 1÷59 $L = 18,50 \text{ m}$
- Classe cls Pali n. 1 e n. 4 C 25/30
- Classe cls Pali n. 2÷3 e 5÷62 C 28/35

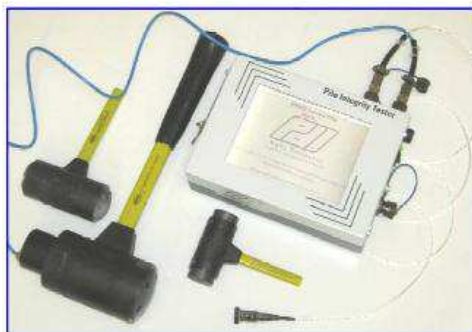
Le lunghezze fanno riferimento a quelle di progetto calcolate alla quota campagna, intesa come quota dove viene posizionato l'accelerometro sulla testa del palo.

8.4.5 Descrizione della strumentazione

L'attrezzatura è costituita da un accelerometro che rileva l'andamento dell'onda di compressione, da un martello strumentato che provoca l'impulso e da un'unità di acquisizione ed elaborazione del segnale.

Unità di acquisizione:

- Microprocessore: SA1110 operante a 205 MHz;
- Convertitore analogico digitale a 24 bit
- Velocità di campionamento: 50 kHz;
- Precisione di frequenza: entro 0,01%



Caratteristiche dell'accelerometro:

- Sensibilità nominale: 50 mV/g;
- Accelerazione massima: 30.000 g;
- Linearità dell'ampiezza: $< \pm 1\%$;
- Temperature di lavoro: -50 a 120 °C
- Cavo protetto a bassa rumorosità.



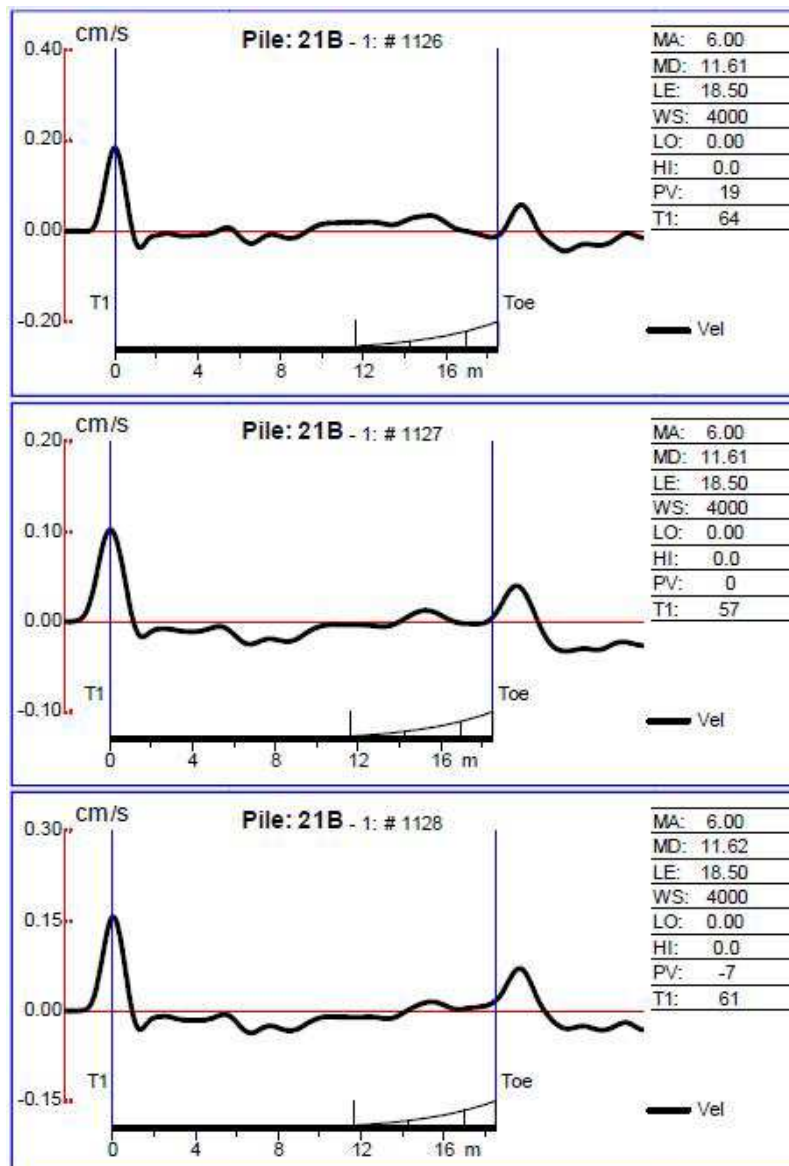
8.4.6 Riepilogo dei risultati

L'analisi è eseguita nel dominio dei tempi (PEM) che utilizza un diagramma velocità-tempo ottenuto integrando i valori di accelerazione registrati dall'accelerometro al momento della prova.

Il comportamento del palo è visto in termini di "ritardo" tra l'impulso attribuibile all'impatto del martello (sollecitazione) e quello generato dall'eco di riflessione dovuto alla variazione di impedenza del fondo palo o a eventuali riflessioni lungo il fusto del palo. Le valutazioni sono legate al ritardo tra i vari "echi - riflessioni" e quindi considerate in termini di tempo.

Conoscendo la velocità di propagazione delle onde meccaniche nel mezzo (c) e misurando il tempo intercorso tra il primo eco prodotto dalla sollecitazione iniziale e quello prodotto dalla riflessione del piede sarà possibile stimare con una discreta affidabilità la distanza percorsa dall'onda secondo la relazione (8.3.2):

$$L = \frac{c \cdot t}{2}$$



Tutti i risultati ottenuti sono riassunti in una Tabella 8.4.6.1, in cui:

V (m/s) velocità impostata nel software PIT in post-processing

L (m) lunghezza di progetto calcolata a quota campagna-quota di applicazione dell'accelerometro

L1 (m) lunghezza stimata in prova da quota campagna-quota di applicazione dell'accelerometro

Tabella 8.4.6.1 – Risultati riassuntivi della prova

PALO n.	V m/s	L m	L1 m	Commento
19
20
21	4000	18,50	19,6	<i>Probabile doppia sbulatura a quota 6,7 e 8,6 m. Possibile restrizione a quota 15,3m</i>

9. METODO CASE, PROVA DINAMICA AD ALTA DEFORMAZIONE

9.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

9.1.1 Normativa di riferimento N.T.C. - D.M. 14/01/2008 Paragrafi 6.4.3.7.1-2

“6.4.3.7.1 Prove di progetto su pali pilota

Le prove per la determinazione della resistenza del singolo palo (prove di progetto) devono essere eseguite su pali appositamente realizzati (pali pilota) identici, per geometria e tecnologia esecutiva, a quelli da realizzare e ad essi sufficientemente vicini.

L'intervallo di tempo intercorrente tra la costruzione del palo pilota e l'inizio della prova di carico deve essere sufficiente a garantire che il materiale di cui è costituito il palo sviluppi la resistenza richiesta e che le pressioni interstiziali nel terreno si riportino ai valori iniziali.

Se si esegue una sola prova di carico statica di progetto, questa deve essere ubicata dove le condizioni del terreno sono più sfavorevoli.

Le prove di progetto devono essere spinte fino a valori del carico assiale tali da portare a rottura il complesso palo-terreno o comunque tali da consentire di ricavare significativi diagrammi dei cedimenti della testa del palo in funzione dei carichi e dei tempi.

Il sistema di vincolo deve essere dimensionato per consentire un valore del carico di prova non inferiore a 2,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

La resistenza del complesso palo-terreno è assunta pari al valore del carico applicato corrispondente ad un cedimento della testa pari al 10% del diametro nel caso di pali di piccolo e medio diametro ($d < 80$ cm), non inferiori al 5% del diametro nel caso di pali di grande diametro ($d \geq 80$ cm).

Se tali valori di cedimento non sono raggiunti nel corso della prova, è possibile procedere all'estrapolazione della curva sperimentale a patto che essa evidenzi un comportamento del complesso palo-terreno marcatamente non lineare.

Per i pali di grande diametro si può ricorrere a prove statiche eseguite su pali aventi la stessa lunghezza dei pali da realizzare, ma diametro inferiore, purché tali prove siano adeguatamente motivate ed interpretate al fine di fornire indicazioni utili per i pali da realizzare. In ogni caso, la

riduzione del diametro non può essere superiore al 50% ed il palo di prova deve essere opportunamente strumentato per consentire il rilievo separato delle curve di mobilitazione della resistenza laterale e della resistenza alla base.

Come prove di progetto possono essere eseguite prove dinamiche ad alto livello di deformazione, purché adeguatamente interpretate al fine di fornire indicazioni comparabili con quelle derivanti da una corrispondente prova di carico statica di progetto.

6.4.3.7.2 Prove di verifica in corso d'opera

Sui pali di fondazione devono essere eseguite prove di carico statiche di verifica per controllarne principalmente la corretta esecuzione e il comportamento sotto le azioni di progetto. Tali prove devono pertanto essere spinte ad un carico assiale pari a 1,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

In presenza di pali strumentati per il rilievo separato delle curve di mobilitazione delle resistenze lungo la superficie e alla base, il massimo carico assiale di prova può essere posto pari a 1,2 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche SLE.

Il numero e l'ubicazione delle prove di verifica devono essere stabiliti in base all'importanza dell'opera e al grado di omogeneità del terreno di fondazione; in ogni caso il numero di prove non deve essere inferiore a:

- 1 se il numero di pali è inferiore o uguale a 20,
- 2 se il numero di pali è compreso tra 21 e 50,
- 3 se il numero di pali è compreso tra 51 e 100,
- 4 se il numero di pali è compreso tra 101 e 200,
- 5 se il numero di pali è compreso tra 201 e 500,
- il numero intero più prossimo al valore $5 + n/500$, se il numero n di pali è superiore a 500.

Il numero di prove di carico di verifica può essere ridotto se sono eseguite prove di carico dinamiche, da tarare con quelle statiche di progetto, e siano effettuati controlli non distruttivi su almeno il 50% dei pali.

9.2 Introduzione al metodo Case

L'evoluzione nelle tecniche di realizzazione dei pali di fondazione ha richiesto un miglioramento qualitativo e quantitativo delle verifiche del comportamento di queste opere in condizioni di esercizio e di stato limite ultimo.

Si è così iniziato ad affiancare alla prova di carico statica tradizionale, le prove dinamiche ad alto livello di deformazione.

Tra queste, la più diffusa, è la tipologia di indagine denominata “Metodo Case”.

Il lavoro di ricerca per la messa a punto della prova CASE è stato svolto a partire dagli anni '70 del secolo scorso da Goble e da altri collaboratori della Case Western Reserve University di Cleveland (Ohio, USA) ed è basato sugli studi di Smith, il quale, per primo, propose un procedimento per calcolare l'abbassamento di un palo di fondazione a rottura utilizzando il metodo dell'equazione d'onda.

Il Metodo Case, che sostituisce negli Stati Uniti l'uso della prova statica (norma ASTM D4945-08 Standard Test Method for High Strain Dynamic Testing of Deep Foundations) è oggi applicabile anche in Italia sulla base delle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/01/2008 come strumento per la progettazione e il collaudo di pali di fondazione.

Questo metodo ipotizza che il palo sia assimilabile ad un corpo omogeneo e uniforme con comportamento elastico. Inoltre, si assume che l'energia trasmessa dall'urto del maglio sulla testa del palo sia in grado di mobilitare completamente le resistenze laterale e di punta del palo. Per quanto riguarda il terreno intorno al palo si assume un comportamento perfettamente plastico e che la porzione dinamica della resistenza da esso sviluppata durante l'esecuzione della prova dipenda esclusivamente dal tipo di terreno alla base del palo.

Il software interpretativo, CAPWAP “*Case Pile Wave Analysis Program*”, che costituisce il modello palo-terreno, è standardizzato attraverso l'Eurocodice 7.

I principali vantaggi rispetto alle tradizionali prove di carico statiche sono: l'economicità; la rapidità di esecuzione; la possibilità di sottoporre a prova pali in posizioni sfavorevoli e l'esecuzione della prova su pali non definiti a priori.

9.3 Cenni teorici

La prova si effettua sollecitando la testa del palo con un carico assiale attraverso l'impatto di una massa di peso pari a circa l'1% del carico di prova, fatto cadere da diverse altezze per un massimo di 1,2 m, fino a raggiungere l'energia necessaria per far entrare in gioco le resistenze del sistema palo-terreno.

I dati di forza e accelerazione indotti sul palo vengono registrati e successivamente elaborati da un software denominato CAPWAP che permette il confronto dei dati sperimentali con un modello numerico del sistema palo-terreno.

La resistenza totale (9.3.1) alla penetrazione del palo nel terreno viene suddivisa in due componenti: una componente statica R_s ed una componente dinamica R_d :

$$R_t = R_s + R_d \quad (9.3.1)$$

In cui la resistenza totale R_t (9.3.2) può essere calcolata attraverso:

$$R_t(t^*) = \frac{1}{2} \left[F_m(t^*) + F_m\left(t^* + \frac{2L}{c}\right) \right] + \frac{Mc}{2L} \left[v_m(t^*) - v_m\left(t^* + \frac{2L}{c}\right) \right] \quad (9.3.2)$$

Dove:

F_m = forza verticale misurata dagli strumenti all'istante t^* ;

v_m = velocità delle particelle misurata sperimentalmente;

M = massa del palo;

c = velocità di propagazione delle onde lungo il fusto (velocità del suono nel materiale);

$2L/c$ = tempo di ritorno dell'onda meccanica generata dall'impatto (L lunghezza del palo).

La relazione (9.3.2) deriva dalle ipotesi di palo con sezione costante ed uniforme realizzato con materiale perfettamente elastico ed omogeneo e con presenza di un solo impulso assiale senza alcuna altra componente nelle altre direzioni dello spazio (e non rappresenta sufficientemente bene la realtà).

Mentre R_d (9.3.3) si assume funzione lineare della velocità in fondo al palo v_t :

$$R_d = J \cdot v_t \quad (9.3.3)$$

Tutto questo a meno di un fattore J che rappresenta la costante di smorzamento viscoso che, per il calcolo nel modello numerico, si ipotizza concentrata sul fondo del palo.

Tale costante può essere espressa in funzione dell'impedenza Z ($Z = EA/c$) ed attraverso una costante di smorzamento adimensionale J_c si ottiene la relazione (9.3.4):

$$J_c = \frac{J \cdot c}{EA} \quad \text{ovvero} \quad J_c = \frac{J}{Z} \quad (9.3.4)$$

Pertanto la resistenza statica R_s si ottiene sottraendo la resistenza dinamica a quella totale (per la relazione 9.3.1) e si avrà così la relazione risultato del metodo Case (9.3.5):

$$(9.3.5)$$

$$R_s(t_m) = \frac{1}{2}(1 - J_c) \left[F(t_m) + \frac{Mc}{L} v_t(t_m) \right] + \frac{1}{2}(1 + J_c) \left[F\left(t_m + \frac{2L}{c}\right) - \frac{Mc}{L} v_t\left(t_m + \frac{2L}{c}\right) \right]$$

Nell'equazione si sostituisce t^* con t_m che rappresenta l'istante temporale di massima forza misurata dagli strumenti installati sulla testa del palo.

Una considerazione importante, nella correlazione tra la portata statica e la resistenza dinamica del palo, va fatta sulle caratteristiche del suolo nel quale è immerso il palo.

Nel modello matematico CAPWAP possiamo infatti inserire tutti i valori per il calcolo ricavandoli dalle misure eseguite in campo; tutti i valori a meno di J_c . In letteratura sono presenti diverse tabelle che indicano possibili valori di J_c in funzione della tipologia di terreno.

Nella Tabella 9.3.1 sono riportati i valori di J_c con il range di valori ricavati sperimentalmente e nella colonna di destra l'espressione del valore che statisticamente ha portato alla migliore approssimazione della capacità statica del palo. Se ne deduce che avendo la possibilità di eseguire una prova di carico statica sullo stesso palo sul quale è eseguita una prova dinamica, si può determinare con precisione il valore della costante di smorzamento e quindi di fornire un valore di portata statica corrispondente a quella reale.

Tabella 9.3.1 – Valori di J_c ricavati sperimentalmente e quello ricavato statisticamente che meglio approssima la capacità statica del palo

COSTANTE J_c		
Tipo di terreno	Range	Valore suggerito
Sabbia	0.05÷0.20	0.10
Sabbia-Limo	0.15÷0.30	0.20
Limo	0.20÷0.45	0.30
Limo-Argilla	0.40÷0.70	0.55
Argilla	0.70÷1.10	1.00

Il procedimento di elaborazione termina con il confronto tra i valori di resistenza ottenuti a parità di altezza di caduta, il confronto con i valori di resistenza media per ogni altezza di caduta impiegata per la battitura e la valutazione del rifiuto permanente del palo (per garantire la piena mobilitazione della resistenza palo-terreno durante la prova).

9.4 Modalità d'esecuzione della prova

Le operazioni necessarie alla realizzazione corretta della prova Case sono:

- 1) Preparazione del palo creando sulla testa una superficie piana dove poter applicare la sollecitazione attraverso la caduta della massa, è consigliata la cerchiatura della prima parte di palo per evitare fessurazioni al momento dell'impatto.

Usualmente viene richiesto all'impresa di realizzare un dado in calcestruzzo armato gettato in opera sopra la testa del palo (Fig. 9.4.1), delle dimensioni variabili a seconda del diametro del palo. Questo dado ha molteplici funzioni: creare una superficie d'appoggio per il maglio, evitare di danneggiare la testa del palo, evitare di dover scavare eccessivamente intorno al palo per raggiungere la profondità necessaria all'installazione dei sensori e garantire la distribuzione uniforme della forza applicata su tutta la sezione del palo.



Fig. 9.4.1 – A sinistra preparazione della testa del palo, a destra posizionamento del dado in calcestruzzo armato

- 2) Preparazione di due superfici spianate e pulite di dimensioni 20x20 cm, diametralmente opposte, ad una distanza dalla testa palo, o del dado, di almeno 1,5 volte il diametro (Fig 9.4.2).



Fig.9.4.2 – Preparazione delle superfici

- 3) Misurazione della velocità di propagazione delle onde (velocità c) attraverso l'impiego di due sonde soniche, una emettitrice ed una ricevente, poste diametralmente alla testa del palo.

Il tempo di passaggio del segnale, rilevato con precisione dallo strumento sonico, permette di ricavare la velocità conoscendo il diametro del palo.

In alternativa, la velocità può essere rilevata attraverso l'uso del *SIT* (*Sonic Integrity Test*) o *PIT* (*Pile Integrity Test*), strumenti di valutazione dell'integrità del palo che sfruttano

l'impulso provocato da un martello sulla testa. In questo caso si misura il tempo di attraversamento lungo l'asse e conoscendo la lunghezza si ricaverà la velocità di propagazione dell'onda. Questo sistema si basa sul presupposto di conoscere con precisione e certezza la lunghezza del palo.

Ricavare una stima della resistenza meccanica a compressione R_{cm} attraverso prove ultrasoniche o sclerometriche sulle due superfici predisposte all'installazione degli strumenti. Da questo valore si ricava il modulo elastico E attraverso la relazione (9.4.1) della normativa:

$$E = 22000 \cdot (R_{cm}/10)^{0,3} \text{ [MPa]} \quad (9.4.1)$$

In alternativa il valore della resistenza a compressione del calcestruzzo può essere ricavata dal grafico (Fig. 9.4.3) di correlazione tra resistenza e velocità di propagazione delle onde.

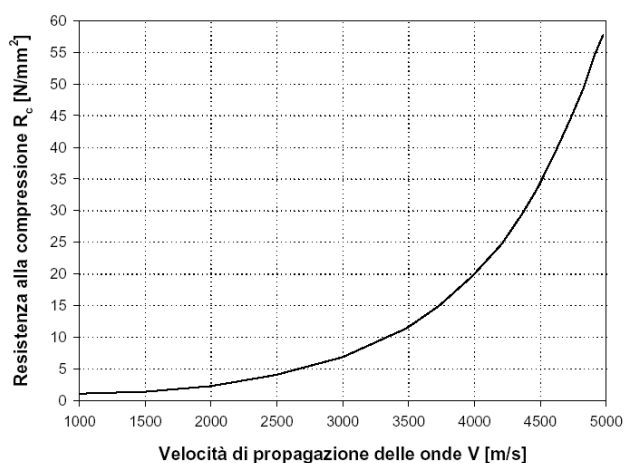


Fig.9.4.3 – Resistenza a compressione del calcestruzzo per via grafica

- 4) Strumentare la testa del palo con 2 o 4 coppie di sensori costituite da un estensimetro ed un accelerometro ciascuna (il numero dei sensori varia in funzione del diametro, Fig. 9.4.4). Gli strumenti vengono posizionati ad una distanza dalla testa di almeno 1,5 volte il diametro del palo per garantire che la deformazione misurata superficialmente sia uniformemente distribuita sulla sezione di misura. Gli estensimetri e gli accelerometri comunicano con l'unità di acquisizione, e con una prima elaborazione semplificata, in tempo reale, forniscono una serie di risposte che consentono di gestire l'avanzamento della prova fino al raggiungimento del carico voluto (Fig. 9.4.5).

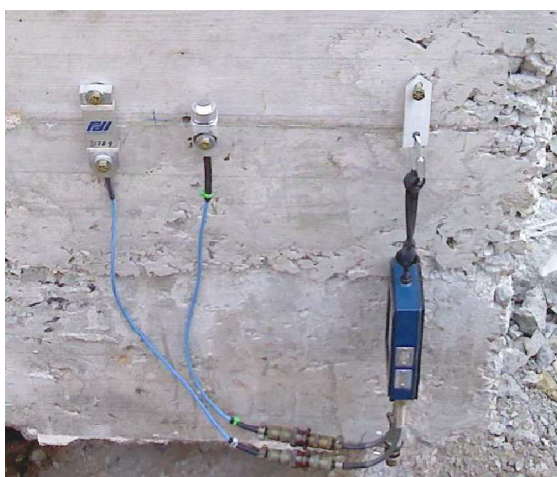


Fig. 9.4.4 – Dettaglio posizionamento estensimetro e accelerometro

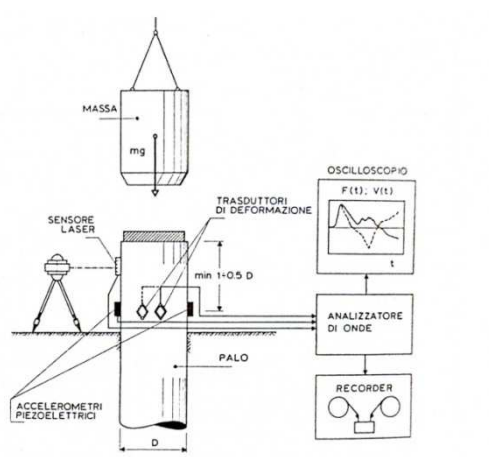


Fig. 9.4.5 – Schematizzazione posizionamento e funzionamento dei sensori

- 5) Nel caso di esecuzione della prova con il carico allo stato limite ultimo è necessario che, dopo l'impatto, il palo manifesti una penetrazione permanente (sperimentalmente questa penetrazione dovrebbe essere compresa tra 2 e 5mm). Si utilizza allora un raggio laser (o teodolite) che punta su una mira posta sulla testa del palo e ne indica l'abbassamento. In questo modo si individua l'altezza di caduta che determina la situazione di rottura dell'aderenza palo terreno.
- 6) Configurazione dell'unità di acquisizione PDA (Pile Driving Analyzer) inserendo i parametri geometrici e meccanici del palo.
- 7) Posizionamento del maglio per l'esecuzione di una serie di impulsi mediante la caduta della massa da altezza progressiva, generalmente con variazioni crescenti di 10 o 20 cm, tenendo sotto controllo i parametri di energia trasmessa, di spostamento impresso e di forza applicata, fino a raggiungere il carico di prova.
- 8) Analisi in campo dei segnali acquisiti mediante il software di PDA con il quale è possibile evidenziare la presenza di anomalie o difetti sul palo.
 Ciò è possibile perché una volta applicata la sollecitazione assiale, le onde di compressione arrivano sul fondo del palo da dove vengono poi riflesse e tornano in superficie, facendo registrare ai sensori un picco di velocità.
 Durante le sollecitazioni, l'unità di acquisizione (PDA) memorizza, con uno scansionamento di 10kHz, l'andamento delle deformazioni e delle accelerazioni sulla testa del palo. I dati vengono elaborati in tempo reale ed è possibile visualizzare i diagrammi di forza e velocità nel dominio del tempo, così da poter calcolare gli sforzi di compressione e

tensione lungo il fusto e capire se il carico applicato sia sufficiente o se sia necessario incrementarlo aumentando l'altezza di caduta della massa.

- 9) Creazione, attraverso il sistema di modellazione matematica CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program), di un modello numerico che descrive il sistema palo-terreno con il quale è possibile effettuare una simulazione consentendo di ottenere la ripartizione della resistenza del terreno nelle sue componenti di capacità portante per attrito laterale e di punta, il parametro di smorzamento dell'insieme palo-terreno (componente viscosa) e la simulazione della curva carico-cedimento in condizioni statiche. Il CAPWAP esegue i calcoli discretizzando il palo in una serie di segmenti omogenei (Fig. 9.4.6); così un palo che sia caratterizzato da materiali differenti o che abbia un'area trasversale variabile è quindi rappresentato da segmenti aventi valori di impedenza e di lunghezza del segmento differenti.

Cioè è possibile facendo corrispondere i segnali registrati in sito con quelli ottenuti analiticamente (Fig.9.4.7).

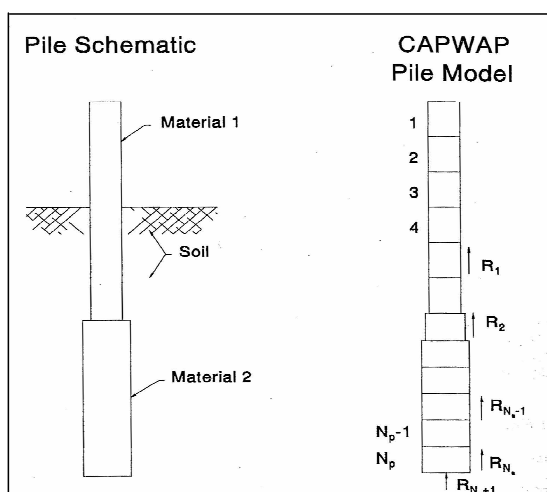


Fig. 9.4.6 – Schematizzazione discretizzazione del palo



Fig. 9.4.7 – Confronto tra i segnali ottenuti in sito e quelli ottenuti analiticamente

- 10) Elaborazione dei dati con restituzione dei risultati di resistenza dinamica e statica del palo completi di diagrammi carico-cedimenti.

Il CAPWAP fornisce il report risultante dell'elaborazione nel quale vengono riassunti tutti i grafici. I risultati di forza e velocità derivanti dalle misure eseguite in sito vengono rappresentati nei diagrammi con linea continua e sono confrontati con quelli calcolati attraverso l'analisi con CAPWAP che sono invece rappresentati con linea tratteggiata (Fig. 9.4.8 e 9.4.9). Questo perché la lunghezza del palo viene discretizzata in varie sezioni, solitamente di ampiezze di 1m, e ad ognuna di queste è applicato un valore iniziale di J_c , costante di smorzamento, che il programma provvede a variare autonomamente fino a

raggiungere, mediante tentativi continui di massima approssimazione, la migliore aderenza tra andamento teorico e andamento reale.

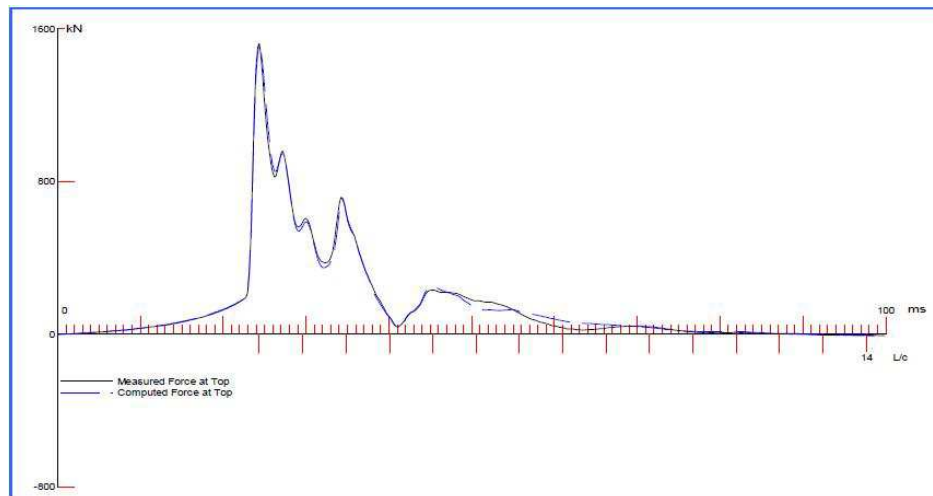


Fig. 9.4.8 – Diagramma dei risultati di forza

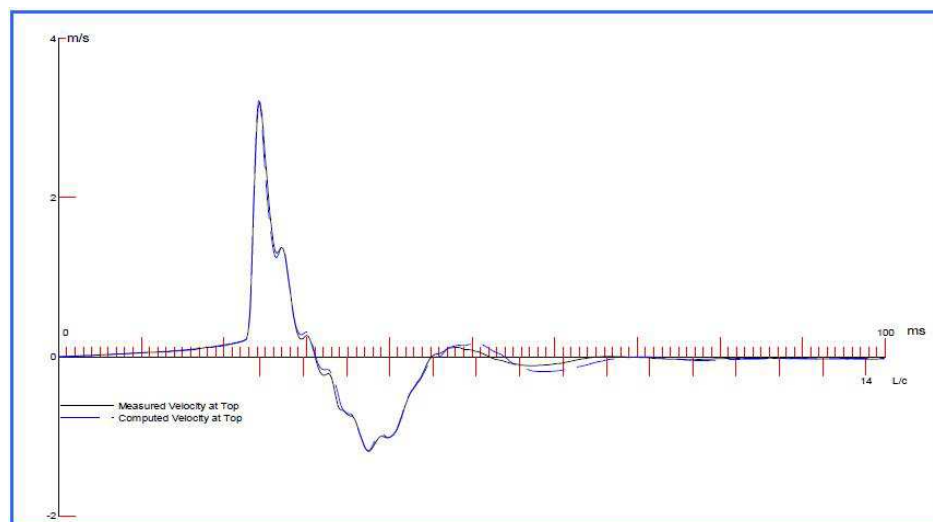


Fig. 9.4.9 – Diagramma dei risultati di velocità

Il processo di calibrazione permette di schematizzare anche il terreno come un insieme di elementi finiti a contatto con il fusto. Si considera la massa di terreno, che dipende dall'area dell'interfaccia palo terreno e conseguentemente dal diametro del palo, in contatto con il fusto che contribuisce alla resistenza alla penetrazione nel terreno.

Dal diagramma in Fig. 9.4.10 nel quale il palo è lungo 20m ed è stato sollecitato con un carico di 1600kN, si può osservare la distribuzione delle resistenze lungo tutto il fusto durante la prova.

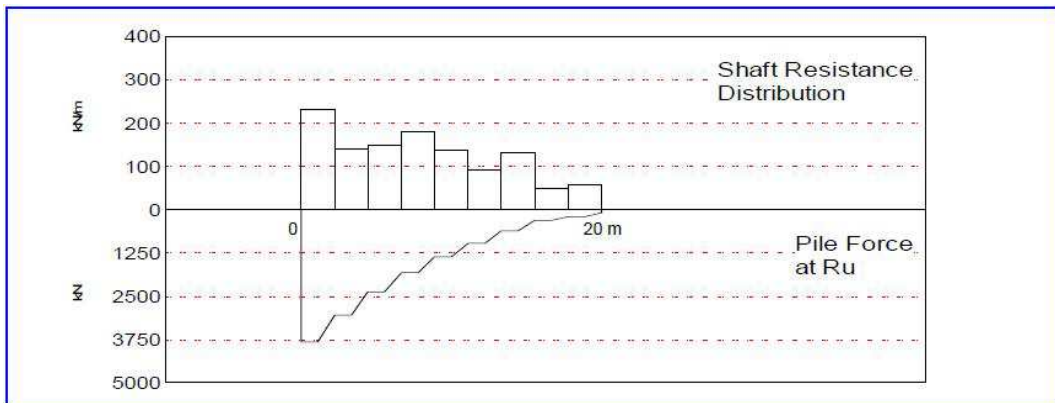


Fig. 9.4.10 – Esempio di distribuzione delle resistenze lungo tutto il fusto

Una volta che il modello palo-terreno è stato calibrato è possibile ottenere le estrapolazioni necessarie a calcolare le resistenze statiche ultime. I grafici ne mostrano l'andamento lungo il palo sezione per sezione (Fig. 9.4.11)

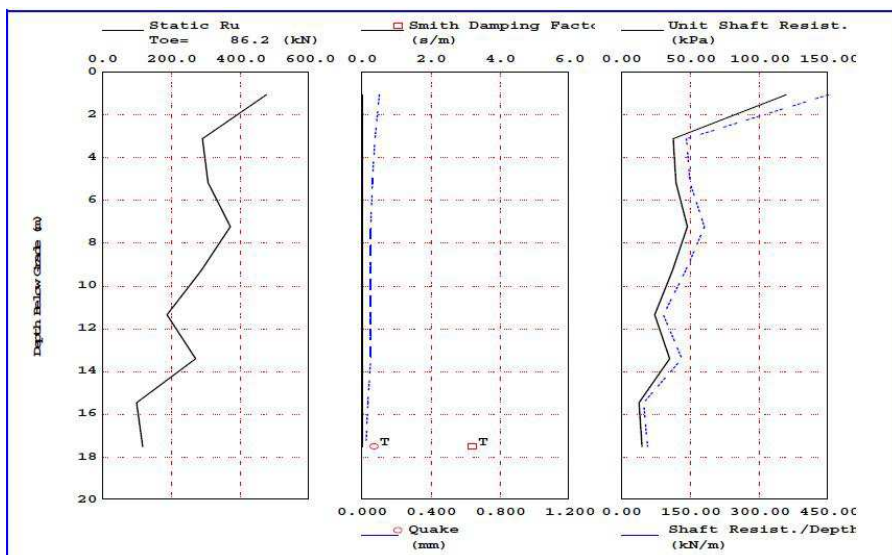


Fig. 9.4.11 – Andamento resistenze statiche ultime lungo il palo, sezione per sezione

Se si porta il palo fino allo stato limite, si ottiene la curva di isteresi della resistenza.

Nel grafico Fig. 9.4.12 la resistenza ultima è $R_u = 3.573 \text{ kN}$ con una componente statica $R_s = 3.319 \text{ kN}$ e un contributo di punta $R_b = 254 \text{ kN}$

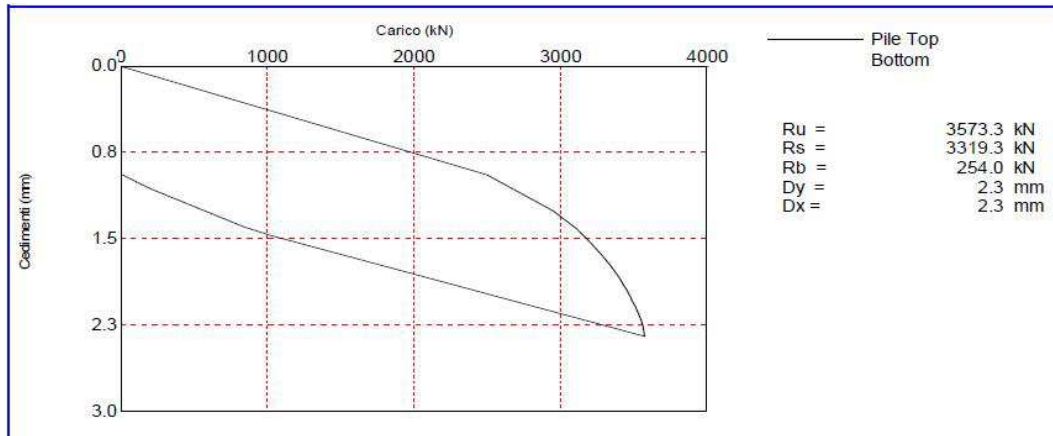


Fig. 9.4.12 – Curva di isteresi della resistenza, con valore della resistenza ultima

9.5 ESEMPIO DI PROVA DI CARICO METODO CASE SU PALI CFA

Tutti i risultati sono stati forniti da 4 EMME Service S.p.A. Prove in Sito-Laboratorio Prove Materiali (Sede legale: Via L. Zuegg, 20- 39100 Bolzano Italia)

9.5.1 Premessa

PROVE n. 4169/PD

La 4 EMME Service S.p.A. è stata incaricata dalla xxx, di eseguire delle prove di carico dinamiche ad alta deformazione su pali di fondazione ad elica continua.

Le strutture sono relative agli interventi di manutenzione straordinaria presso la sede xxx sita nel comune di Padova.

La scelta degli elementi strutturali da sottoporre a verifica è stata preventivamente concordata su indicazione del Direttore Lavori. I pali di prova sono n.19, n.54, n.47, n.21, n.10, n.8, n.7.

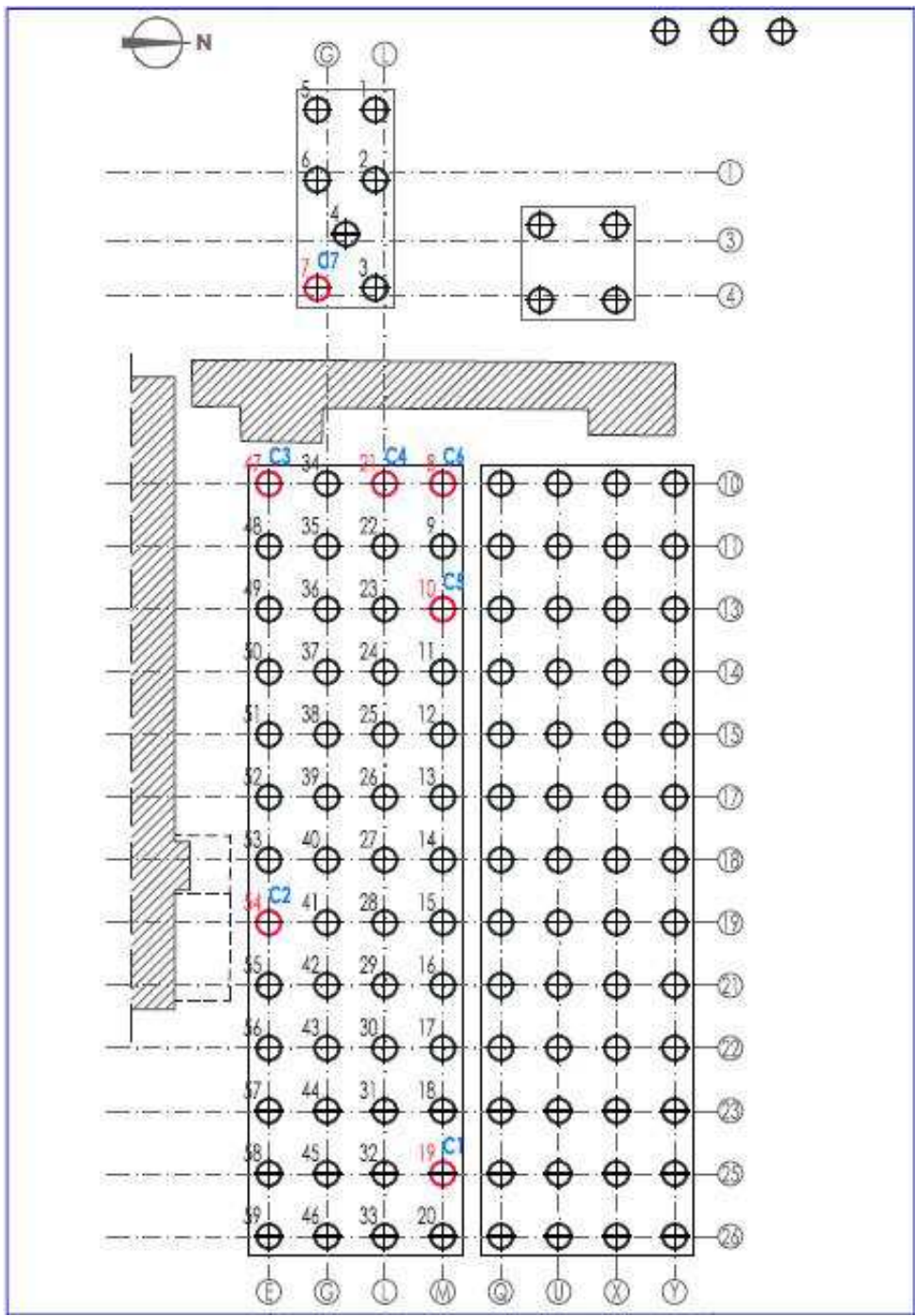
Le prove sono state eseguite il 22 e 25 Maggio 2015.

A TITOLO DI ESEMPIO CONSIDERO NELLA TRATTAZIONE SOLO IL PALO N. 21

9.5.2 Vista del cantiere



9.5.3 Individuazione dei pali di prova



9.5.4 Pali di prova

Le prove sono state eseguite su n. 7 pali ad elica continua della palificata.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			
Lunghezza palo	Diametro palo	Area cls	Modulo elastico
18,50 m	80 cm	5024 cm ²	32000 MPa

La qualità del calcestruzzo è stata verificata attraverso una serie di battute sclerometriche effettuate sui pali.



Al termine di ogni step di carico è stata eseguita la lettura ottica posizionando la stadia su un apposito caposaldo solidale al palo. Lo zero di riferimento è stato registrato prima dell'inizio delle operazioni di carico.



9.5.5 Descrizione della strumentazione

Per la misura della forza e delle accelerazioni indotte sul palo vengono utilizzati rispettivamente una coppia di estensimetri e una coppia di accelerometri, montati in posizioni diametralmente opposte in sommità del fusto del palo, che comunicano con l'unità di acquisizione PDA mediante unità wireless.

Tutti gli strumenti vengono periodicamente verificati come previsto dalla procedura 7.6 "Gestione degli strumenti" del manuale di qualità.

Pile Driving Analyzer (PDA)

L'unità di acquisizione è costituita da un personal computer dotato del software CAPWAP.

Tale sistema permette di comunicare con i sensori installati sul palo e di registrare ed elaborare i segnali trasmessi fornendo in tempo reale i parametri di output:

- Forza massima trasmessa al palo
- Spostamento massimo della testa del palo
- Valore indicativo di resistenza totale del sistema palo-terreno mobilitata durante la sollecitazione calcolata con il Metodo Case.



Sensori e stazioni wireless

Sono stati installati:

- n. 2 sensori accelerometrici piezoresistivi con range di misura 1,0 ÷ 5000 g
- n. 2 sensori estensimetrici a 8 estensimetri a ½ ponte in serie
- n. 2 unità di trasmissione wireless



Livello ottico digitale

Per la misura degli spostamenti verticali del palo (infilamento), è stato utilizzato un livello ottico digitale GeoMax modello ZDL700 con stadia graduata.

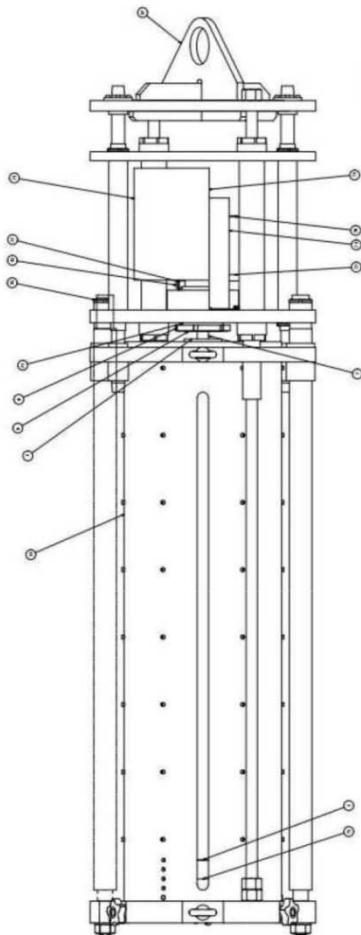
Caratteristiche tecniche:

- | | |
|---|----------------------|
| · Precisione lettura: | $\pm 0,1 \text{ mm}$ |
| · Stadia in alluminio: | ZDL700 |
| · Distanza minima messa a fuoco: | 50 cm |
| · Precisione distanza (per $D \leq 10\text{m}$): | 10 mm |
| · Compens. Autom. campo operativo: | $\pm 10'$ |
| · Limite inclinazione: | $\pm 10'$ |
| · Sensibilità livella sferica: | $\pm 10'$ per 2 mm |
| · Deviazione/km con stadia a codice: | 0,7 mm |
| · Deviazione/km con stadia standard: | 2,5 mm |

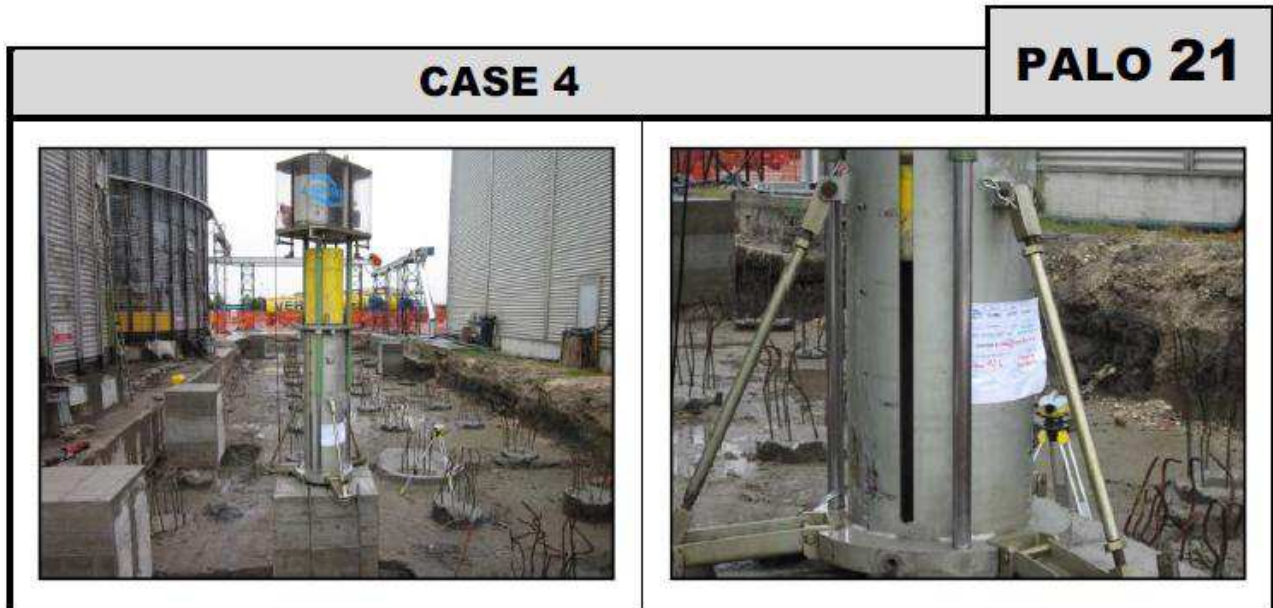


Maglio oleodinamico M200

Caratteristica	
Peso totale	21,0 kN
Peso massa battente	14,2 kN
Carico max prova	2.000 kN
Ø massa	38 cm
Ø base maglio	60 cm
h caduta max	120 cm
H maglio chiuso	240 cm
H maglio aperto	370 cm
Alimentazione	220 V
Potenza max	3 kW
Funzionamento	Oleodinamico
Preso massa	Oleodinamico
Comando salita massa	Telecomandato
Comando caduta massa	Telecomandato



9.5.6 Documentazione fotografica palo n.21



9.5.7 Riepilogo dei risultati

In Tabella 9.5.7.1 sono riportati i risultati delle prove, registrati durante le diverse acquisizioni, con la simbologia dei parametri della prova Case.

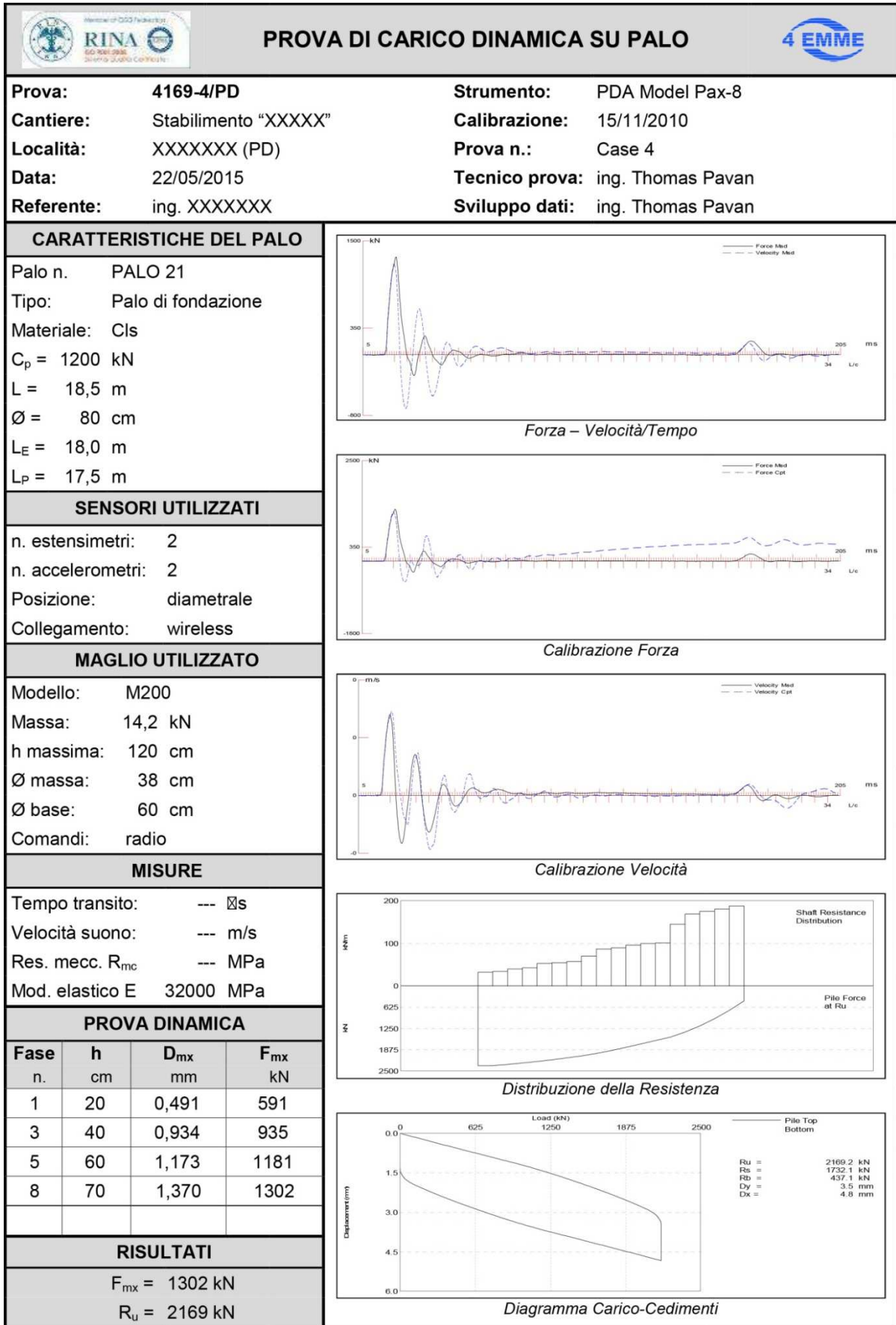
- H = altezza di caduta del maglio
- F_{mx} = forza verticale applicata
- D_{mx} = deformazione massima del materiale rilevata
- S = spostamento verticale residuo del palo al termine di ogni fase

Tabella 9.5.7.1 – Tabella di riepilogo dei risultati

Case 4 – Palo n. 21

Fase n.	H cm	F_{mx} kN	D_{mx} mm	S mm
1	20	591	0,491	0,1
2	30	762	0,746	0,3
3	40	935	0,934	0,5
4	50	1093	1,080	0,6
5	60	1181	1,173	0,8
6	70	1228	1,211	1,1
7	70	1298	1,347	1,3
8	70	1302	1,370	1,5

ALLEGATO 4



RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Riporto tutti i testi, gli articoli e le prove dai quali ho attinto le informazioni e le foto utilizzate.

PARTE I

Facciorusso J., Madaia C., Vannucchi G. (2007) - *Tipologia e capacità portante di fondazioni profonde* - Dipartimento di Ingegneria Civile, Sezione Geotecnica, Università degli Studi di Firenze.

Froldi P. (2012) – *Progettazione e relazione geotecnica secondo le NTC 2008 e gli eurocodici* - Ambiente territorio edilizia urbanistica e strumentale, Repubblica di San Marino, Maggioli Editore. ISBN 978-88-38775-47-5, pag. 144-145.

PARTE II

Azizi F. (2000) – *Applied Analyses in Geotechnics* – Londra, Taylor & Francis Ltd. ISBN 978-041-925340-2, pag. 430-435.

Ceroni E.(2005) - *Micropali, pali di fondazione, sottopassi e tunnel e altre strutture finalizzate a interventi particolari* – Calcoli di strutture particolari in cemento armato, Palermo, Flaccovio Dario Editore. ISBN 978-88-7758626-1, pag. 54-56

Froldi P. (2012) – *Progettazione e relazione geotecnica secondo le NTC 2008 e gli euro codici* - Ambiente territorio edilizia urbanistica e strumentale, Repubblica di San Marino, Maggioli Editore. ISBN 978-88-38775-47-5, pag. 145-150.

Lancellotta R., Calavera J.(2003) – *Fondazioni* – Istruzione scientifica, serie di ingegneria civile e architettura, Milano, McGra-Hill Libri Italia. ISBN 97-88-838607-92-9, pag. 351-352 e 439-446.

Salgado R. (2008) – *The engineering of foundations* – International Edition, Singapore, McGraw- Hill Education. ISBN 978-007-125940-8, pag. 530-545.

Viggiani C. (1999) – *Fondazioni* – Cuen,Napoli,Hevelius Edizioni. ISBN 978-888-697712-8, pag. 366-370

NORMATIVA

Documento normativo del Dipartimento dei trasporti degli Stati Uniti: Geotechnical Engineering - Circular(GEC) N.8 - *Design and Construction of Continuous Flight Auger Piles* - Aprile 2007, Office of Technology Application, Office of Engineering/Bridge Division, Federal Highway Administration, U.S Departmento of Transportation.

SITI INTERNET:

<http://www.locafond.it/>

<http://www.trevispa.com/>

<http://www.intersonda.it/>

<http://www.presspali.com/>

<http://www.geofondazioni.it/>

<http://www.dfi.org/>

PARTE III

Alvarez C., Zuckerman B., Lemke J. (2006) - *Dynamic Pile Analysis using CAPWAP and Multiple Sensor* - GeoCongress. Atlanta, Georgia, United States. American Society of Civil Engineers. ISBN 978-0-7844-0803-2, pag. 1-5

Brückl J., Wang X. T., Wu W.- *Field tests on effect of concrete age on pile integrity testing* - in "Rivista Italiana di Geotecnica". N.1, anno 2010. pag. 1-27

Colleselli F., Sanzeni A. (2013) - *Recenti sviluppi sul monitoraggio delle strutture di fondazione* - Seminario sul tema "evoluzione nella sperimentazione per le costruzioni". Brescia, Centro internazionale di aggiornamento sperimentale – scientifico (CIAS), pag. 372-376

Massaccessi M (2013).- *Fondazioni: Prova di Integrità- Metodo di prova a bassa deformazione* - in "Master Magazine" a. III, n. 1, Febbraio 2013, pag. 10-23

Maugeri M., Viggiani C. (2001) - *Metodi per il controllo non distruttivo dei pali di fondazione* - Centro internazionale di aggiornamento sperimentale – scientifico, Quaderno CIAS n.3, pag. 95-119

Pavan T., Martinello S. (2011) - *La prova di carico su pali con modalità dinamica, Metodo Case* - Seminario Cias, Varese, pag. 1-13

Rausche F., Likins G., Liang L., Hussein M. (2010) - *Static and Dynamic Models for CAPWAP Signal Matching* - Art of Foundation Engineering Practice. West Palm Beach, Florida, United States. American Society of Civil Engineers. ISBN 978-0-7844-1093-6, pag. 534-553

NORMATIVE

ASTM International D 5882-07 - *Standard Test Method for Low Strain Impact Integrity Testing of Deep Foundations*

Il Ministero delle Infrastrutture di concerto con il Ministro dell'Interno e con il Capo del dipartimento della Protezione Civile (2008) - *Norme Tecniche Costruzioni, Decreto Ministeriale 14/01/08* - Paragrafi 6.4.3.7. 1-2, pag 205-206

PROVE n.4169/PD fornite da 4 EMME Service S.p.A.

SITI INTERNET:

<http://www.4emme.it/>

<http://www.geoin.in/>

<http://www.mae-srl.it/>

