
Università Politecnica delle Marche



FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Dipartimento di Scienze dell'Ingegneria della Materia, dell'Ambiente ed Urbanistica

**ANALISI DELL'INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO DEI TERRENI
DI IMPOSTA DI UN MOLO FORANEO A CASSONI**

**INVESTIGATING PERFORMANCES OF SOIL IMPROVEMENT WORKS
FOR A CAISSON BREAKWATER**

TESI DI LAUREA DI

Lausdei Vittorio

RELATORE

Dott. ssa V. M. E. Fruzzetti

CORRELATORE

Dott. Paolo Ruggeri

Sommario

Introduzione.....	4
1. Il consolidamento dei terreni	6
1.1. Metodi di consolidamento con apporto di energia.....	7
1.1.1. Metodi di consolidamento statici	7
1.1.2. Metodi di consolidamento dinamici	9
1.1.2.1. Focus sulla vibro-flottazione dei terreni	15
1.1.3. Metodi di consolidamento elettrici	21
1.1.4. Metodi di consolidamento temici	22
1.2. Metodi di consolidamento per sostituzione di terreno.....	22
1.3. Metodi di consolidamento per variazione dello stato di sollecitazione interna.....	24
2. Caso studio.....	26
2.1. Descrizione dell'opera	26
2.1.1. Analisi dei carichi	29
2.2. Inquadramento geologico.....	33
2.3. Inquadramento geotecnico	37
2.4. Intervento di miglioramento dei terreni	50
2.5. Campo prova vibro-flottazione.....	54
2.5.1. Descrizione intervento	54
2.5.2. Caratterizzazione del terreno in situ.....	58
2.5.3. Valutazione dell'efficacia del trattamento.....	71
2.6. Trattamento di vibro-flottazione del sedime del molo foraneo	82
2.6.1. Descrizione intervento di miglioramento.....	83
2.6.2. Valutazione efficacia del trattamento.....	85
2.7. Monitoraggio cedimenti	95
3. Previsione dei cedimenti	98
3.1. Definizione del modello geotecnico.....	99
3.2. Calcolo cedimenti – metodo analitico	116

3.3. Calcolo cedimenti – Modello FEM	124
3.4. Confronto cedimenti calcolati e dati di monitoraggio	142
Conclusioni.....	148
Bibliografia e sitografia	153

Introduzione

Uno dei principali aspetti da esaminare nella realizzazione di un'opera di ingegneria civile è l'analisi della natura e le caratteristiche dei terreni su cui l'opera stessa dovrà fondarsi. Nella fase di progettazione e verifica dell'opera, spesso, l'ingegnere geotecnico si trova di fronte a terreni di fondazione non adeguati a sostenere in sicurezza l'opera che si dovrà realizzare. L'inadeguatezza di un terreno di fondazione può essere legata sia alla sua capacità portante, che può non essere sufficiente a sostenere i carichi trasmessi dalla struttura, sia alle sue caratteristiche di deformabilità, che potrebbero comportare cedimenti troppo elevati o addirittura l'insorgere di effetti tali da compromettere l'equilibrio e la funzionalità della struttura stessa in particolari condizioni di carico come, ad esempio, durante un evento sismico.

In presenza di terreni di fondazione inadeguati, le alternative che si prospettano al progettista sono essenzialmente 3: abbandonare il sito e sceglierne uno con terreni adeguati alla struttura che si vuol realizzare, ridurre i carichi agenti sul terreno ed infine agire sul complesso terreno fondazione; nella quasi totalità dei casi si sceglie l'ultima alternativa, che contempla diverse soluzioni. La soluzione che ancora oggi è più impiegata è quella che prevede la realizzazione di fondazioni profonde, ovvero fondazioni su pali, che permettono di superare gli strati di terreno con caratteristiche meccaniche più scadenti così da trasmettere i carichi alle formazioni consistenti presenti più in profondità. In alternativa alle fondazioni profonde, è oggi, sempre più comune affrontare il problema attraverso un approccio diverso, ovvero andare ad agire sui terreni di fondazione migliorandone le proprietà meccaniche tramite interventi di consolidamento. Il fatto che questo approccio si, sia stato progressivamente diffuso è dovuto a quattro caratteristiche ricorrenti nella maggior parte delle tecniche di consolidamento: rapidità di esecuzione, efficienza, sostenibilità ambientale ed economicità dell'intervento che conferiscono notevoli vantaggi competitivi rispetto alle fondazioni profonde, in particolare per opere di notevole estensione superficiale. Il sempre maggiore interesse verso queste tecniche ha anche svolto il ruolo di propulsore allo sviluppo di nuove tecnologie, che ad oggi permettono di affrontare molte problematiche in una grande varietà di terreni.

Nel presente elaborato, dopo una prima panoramica generale delle principali tecniche di consolidamento, prendendo in analisi il progetto di ampliamento di un molo foraneo verrà valutata l'efficacia della tecnica di consolidamento per vibrosostituzione impiegata nel progetto per migliorare le caratteristiche dei terreni di fondazione dell'opera.

La presente tesi è così strutturata:

- Introduzione
- Capitolo 1 – Il consolidamento dei terreni

In questo capitolo verrà presentata una panoramica generale e una descrizione delle principali tecniche di miglioramento delle caratteristiche dei terreni, per poi focalizzarsi prevalentemente sulle tecniche di consolidamento per vibroflottazione.

- Capitolo 2 – Caso studio

Qui verrà effettuata una descrizione generale del progetto, quindi si scenderà nel dettaglio del trattamento di consolidamento andando a definire gli obiettivi per i quali esso è stato previsto. Quindi, si analizzerà il campo prove, in cui è stata valutata l'efficacia della tecnica di vibroflottazione scelta in fase di progetto, e poi il trattamento effettuato nella zona dell'ampliamento del molo foraneo. Infine si valuterà l'efficacia del trattamento nell'area di fondazione del molo foraneo

- Capitolo 3 – Previsione dei cedimenti

In questo capitolo si confronteranno i cedimenti misurati in situ con i cedimenti valutati mediante calcolo analitico e calcolo agli elementi finiti.

- Conclusioni
- Bibliografia e sitografia

1. Il consolidamento dei terreni

Per consolidamento dei terreni si intende quell'insieme di tecniche che, in generale, permettono di migliorare le proprietà dei terreni, come la densità, la deformabilità, la resistenza ecc., in modo da permettere di prevenire gli effetti indesiderati legati alla realizzazione di strutture su un terreno di scarse caratteristiche meccaniche. Progettando accuratamente un intervento di consolidamento delle caratteristiche dei terreni è possibile andare ad agire specificatamente sulla capacità portante accrescendola, limitare o controllare le deformazioni ed accelerare eventuali processi di consolidazione, incrementare la stabilità di pendii o di scavi ed accrescere la resistenza alla liquefazione.

Sempre più spesso, oggi, si fa ricorso a tecniche di consolidamento dei terreni, in particolare per opere di notevoli dimensioni. Le principali motivazioni di queste scelte ricadono nel fatto che, a causa della carenza di ampie zone dove collocare nuove infrastrutture, si devono impiegare aree poco adatte alla realizzazione delle stesse: alcuni esempi possono essere aree marginali caratterizzate da terreni inquinati o con terreni di caratteristiche scadenti, terreni suscettibili a rischi naturali come terremoti o frane, e ancora garantire la stabilità delle strutture esistenti adiacenti alla nuova struttura che si vuol costruire. La realizzazione di fondazioni profonde, soluzione ingegneristica usualmente adottata per fronteggiare numerose problematiche legate alle scarse caratteristiche dei terreni di fondazione nel caso di edifici, potrebbe risultare non applicabile, o economicamente non eleggibile, nel caso di opere a sviluppo lineare (infrastrutture stradali, ferroviarie, portuali) e di grande estensione (infrastrutture aeroportuali e grandi impianti industriali). In alcuni casi le tecniche di consolidamento rispetto alle fondazioni profonde risultano una scelta vantaggiosa poiché comunque efficaci, notevolmente più economiche e caratterizzate da indubbi vantaggi in termini di sostenibilità ambientale.

Nel tempo sono state sviluppate numerose tecnologie di miglioramento dei terreni, e la possibilità di utilizzarle sia singolarmente che in combinazione permette di poter affrontare innumerevoli situazioni. Tuttavia, bisogna prestare molta attenzione alla fase di analisi del caso che porta poi alla definizione dell'intervento da svolgere; ogni metodo oltre ad avere dei vantaggi ha anche degli svantaggi, entrambi da valutare in funzione di diversi fattori da analizzare:

- Tipologia di terreno e relative proprietà meccaniche
- Importanza dell'opera e requisiti richiesti all'intervento in termini di capacità portante, cedimenti ecc.
- Tempi di esecuzione e budget
- Disponibilità di personale e attrezzature specializzate per quell'intervento

In generale le tecniche di consolidamento dei terreni possono essere suddivise in tre macrocategorie in funzione del procedimento tecnologico che vi è alla base:

- **Metodi con apporto di energia:** attraverso l'applicazione di azioni meccaniche, statiche o dinamiche, azioni elettriche e azioni termiche si ha un trasferimento di energia attraverso i quali si ottengono processi di consolidazione o filtrazione che danno come risultato una modifica della struttura del terreno
- **Metodi con sostituzione di terreno:** il terreno in situ viene completamente o parzialmente rimpiazzato con un terreno più idoneo
- **Metodi con modificazione dello stato di sollecitazione interna:** si installano nel terreno degli elementi, resistenti a sollecitazioni di trazione e taglio, al fine di trasferire i carichi in zone del terreno con maggiori resistenze o per creare uno stato di sollecitazione interna in grado di incrementare la resistenza del terreno

1.1. Metodi di consolidamento con apporto di energia

1.1.1. Metodi di consolidamento statici

I metodi di consolidamento statici sono quelle metodologie che permettono di ottenere un miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei terreni in situ prima di realizzare la struttura attraverso l'applicazione di un'azione meccanica statica. In questo gruppo rientrano due tra le più utilizzate tecniche di consolidamento: applicazione di sovraccarichi e installazione di dreni.

- **APPLICAZIONE DI UN SOVRACCARICO:** impiegato per la consolidazione di limi, argille e depositi organici consiste nell'applicare un carico, generalmente sottoforma di rilevato in terra o di serbatoio di acqua, di entità pari o superiore del carico della costruzione; raggiunto il cedimento previsto si procede con la rimozione del sovraccarico e quindi si realizza la struttura. L'obiettivo principale di questo intervento è eliminare i cedimenti che si verificherebbero a seguito della realizzazione della struttura e in particolare l'adozione di questa tecnica dovrebbe portare all'eliminazione del 100% del cedimento dovuto alla consolidazione primaria; inoltre incrementando la densità relativa del terreno a seguito della diminuzione dell'indice dei vuoti si riesce ad ottenere anche un miglioramento della resistenza a taglio dello stesso. In

fase di progetto le variabili da prendere in esame, nonché parametri di progetto, sono l'entità del carico e il tempo di permanenza del sovraccarico: essendo interdipendenti il processo di calcolo si sviluppa andando a fissare uno dei due e calcolando di conseguenza l'altro.



Figura 1.1 - Esempio di rilevato per consolidamento circoscritto di terreno

[immagine presa da articolo - PRELOADING OF A HYDRAULIC FILL FOR FOUNDATION OF LNG TANKS IS-GI 31.05.2012]

- **INSTALLAZIONE DI DRENI:** tecnica impiegata per le consolidazioni di terreni fini prevede la realizzazione di dreni verticali all'interno del terreno da trattare. Inserendo questi elementi drenanti nel terreno si fa in modo che l'acqua filtri sia in direzione orizzontale che in direzione verticale e, andando a progettare la disposizione dei dreni, si riesce a far sì che si ottenga una notevole riduzione del percorso di drenaggio; innescando, quindi, un processo di drenaggio tridimensionale si ottiene una notevole accelerazione del processo di consolidazione. Velocizzando il processo di consolidazione si accelera lo sviluppo dei cedimenti. Ci sono due principali tipologie di dreni: i dreni prefabbricati, sono di forma rettangolare e di dimensioni molto ridotte e realizzati in cartone o in materiale plastico, e i dreni in sabbia o ghiaia, sono delle colonne circolari di ridotte dimensioni, le quali riescono anche ad assorbire una parte dei carichi verticali. I primi si stanno diffondendo notevolmente grazie alla loro maggior rapidità nella messa in opera: mentre l'installazione dei dreni in sabbia necessita l'impiego di trivelle o l'infissione di tubi e il loro riempimento con materiale sabbioso, i dreni prefabbricati possono essere installati staticamente a spinta tramite macchinari simili a quelli impiegati per la prova CPT o dinamicamente tramite battitura e ciò ne incrementa l'efficienza, valutata in termini di metri installati/ora, anche di cento volte.



Figura 1.2 - Installazione dreni prefabbricati

[immagine presa da articolo - USE OF TEMPORARY WATER DRAWDOWN FOR SITE IMPROVEMENT IS-GI 31.05.2012]

Entrambe queste tecniche sono molto diffuse in quanto sono caratterizzate da un'elevata semplicità di applicazione, in quanto non richiedono tecnologie molto avanzate, e allo stesso tempo il loro meccanismo di funzionamento è ben noto anche a livello teorico e ciò permette di ottenere stime accurate sul risultato dell'intervento garantendo così una buona affidabilità. Tuttavia, nonostante sia l'applicazione di un sovraccarico che l'applicazione di dreni siano tecniche caratterizzate da un basso-medio costo di applicazione e l'efficienza del trattamento possa essere incrementata ad esempio attraverso la combinazione delle due tecniche, spesso è necessario un tempo molto lungo di attesa perché il processo si completi.

1.1.2. Metodi di consolidamento dinamici

I principali metodi per migliorare le proprietà meccaniche dei terreni puntano a ridurre la porosità dello stesso, addensandolo, e quindi renderlo più compatto. I metodi dinamici permettono di raggiungere questo obiettivo attraverso l'applicazione nel terreno sollecitazioni rapide e cicliche. Il principale vantaggio che si ottiene dall'applicazione di queste tecniche è la notevole rapidità con cui si raggiungono i medesimi risultati che si otterrebbero qualora si applicassero dei metodi di consolidamento statici. I campi di applicazione naturali di queste tecniche sono i terreni incoerenti, come sabbie e ghiaie; tuttavia, negli ultimi anni sono state apportate delle modifiche ad alcune tecnologie che hanno permesso la loro applicazione anche a terreni coerenti. Come per la maggior parte degli altri metodi di miglioramento, l'incremento delle proprietà meccaniche si ottiene incrementando l'addensamento del terreno, andandone a diminuire l'indice di porosità, e cercando di renderlo il più omogeneo possibile in ogni punto. In

conseguenza alla variazione dell'addensamento si ha la modifica di proprietà meccaniche come il modulo elastico, l'angolo di attrito, il coefficiente di permeabilità e il coefficiente di spinta a riposo. L'ottimale progetto di un trattamento di questo tipo permette di far fronte a tutte le possibili criticità che possono nascere in queste tipologie di terreni: cedimenti differenziali immediati, cedimenti dovuti a carichi dinamici, liquefazione e, in certi terreni, la tendenza al collasso per imbibizione.

Ultimamente la compattazione dinamica è diventata molto vantaggiosa e competitiva grazie ai seguenti aspetti:

- Potenza delle apparecchiature, le quali permettono di raggiungere livelli di compattazione maggiore e allo stesso tempo di raggiungere anche profondità maggiori
- Apparecchiature di investigazione del suolo più affidabili
- Aumento delle conoscenze delle capacità statiche, dinamiche e cicliche del terreno che hanno reso possibile una modellazione più accurata delle deformazioni caratteristiche
- Strumenti di analisi e metodi numerici più avanzati per la previsione la previsione dei cedimenti, per le analisi di interazioni terreno-struttura e per l'analisi della risposta dinamica dei terreni ad un evento sismico
- Maggiore affidabilità delle apparecchiature elettroniche anche in condizioni operative difficili

I metodi dinamici possono essere raggruppati in due macrocategorie che si distinguono per come viene trasmessa l'azione al terreno: il primo gruppo raccoglie tutte quelle tecnologie che trasmettono al terreno un'azione vibrante, periodica e prolungata, il secondo gruppo raccoglie tutti quei metodi in cui si inducono vibrazioni nel terreno tramite scosse o urti. Un'ulteriore distinzione delle varie tecniche può essere basata sulla profondità alla quale si applica il trattamento: un primo gruppo impiega degli strumenti superficiali come rulli e piastre, e in questo caso l'addensamento avviene grazie alle vibrazioni che si propagano dalla superficie; il secondo gruppo invece raggruppa quelle tecniche che impiegano magli a caduta libera o palli infissi, i quali non hanno funzione portante ma solo addensante. Inoltre, c'è un terzo gruppo che racchiude quei trattamenti che riescono a raggiungere i terreni di fondazione in profondità: un esempio è il metodo degli esplosivi che prevede l'impiego di piccole cariche esplosive fatte detonare all'interno di fori appositamente realizzati e riempiti di sabbia. In questo terzo gruppo rientra anche il procedimento della vibroflottazione, sempre più impiegato grazie alle sue caratteristiche di velocità ed economicità. Il metodo si basa sull'impiego del vibroflottatore, ovvero un siluro cilindrico che vibra nel piano orizzontale per effetto di una massa rotante eccentrica montata sull'asse del cilindro; sotto l'azione del peso proprio e all'ausilio della vibrazione e di un getto d'acqua in pressione, il vibroflottatore

riesce ad affondare in profondità. Durante l'estrazione del siluro cilindrico, all'interno del foro può essere immesso materiale granulare che viene addensato dal medesimo attrezzo.

- **RULLI E PIASTRE VIBRANTI:** i rulli vengono impiegati per opere di medie grandi estensioni mentre le piastre vibranti sono impiegate prevalentemente per superfici di piccolo sviluppo. Il processo di addensamento avviene per effetto delle vibrazioni impresse al terreno, le quali vengono generate da una massa rotante eccentrica posta all'interno dei dispositivi. Il campo di applicazione è limitato ai terreni incoerenti e l'efficacia, che varia in funzione della potenza del dispositivo impiegato, può raggiungere al massimo 2-3 metri di profondità.
- **MAGLI A CADUTA LIBERA:** l'elemento principale è il maglio, ovvero una massa, che può essere un blocco di calcestruzzo o una serie di piastre di acciaio. La compattazione avviene tramite il ripetersi di impatti alla superficie del deposito ottenuti tramite il rilascio, da diversi metri di altezza, della massa. Il trattamento con questa tecnica permette di raggiungere profondità medie, fino a 30 metri, e la profondità che si riesce ad ottenere è legata al peso della massa e dall'altezza di caduta. Anche se caratterizzato da costi medio alti, è una tecnica di miglioramento molto rapida ed applicabile anche a terreni incoerenti con contenuto di fine.



Figura 1.3 - Maglio a caduta libera

[immagine presa da articolo - LESSON LEARNED FROM MILLION OF SQUARE METRES OF GROUND IMPROVEMENT IS-GI 31.05.2012]

- **VIBROFLOTTAZIONE:** la compattazione del terreno avviene mediante l'infissione nel terreno di una sonda, costituita da un fusto circolare e da una punta conica all'estremità inferiore, che induce delle vibrazioni sia

orizzontali che verticali nel terreno ottenute mediante una massa eccentrica rotante posta esternamente o internamente al fusto. Inizialmente era una tecnica impiegata esclusivamente per terreni granulari, ma poi sono state apportate delle modifiche alla strumentazione e al procedimento che permettono di intervenire anche in terreni coesivi tramite la realizzazione di colonne di materiale granulare compattato. È una tecnica molto competitiva grazie ai bassi costi, all'elevata rapidità di esecuzione e alle elevate profondità che si possono raggiungere.

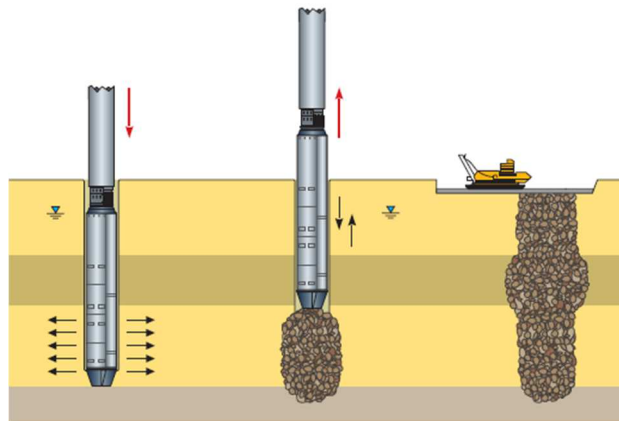


Figura 1.4 - Procedura realizzazione colonna granulare con vibro-compattazione

[Immagine presa da catalogo - KELLER - Deep Vibro Techniques]

- **ESPLOSIVI:** la compattazione del terreno in questo caso avviene mediante l'impiego di cariche esplosive. Il procedimento operativo consiste nell'andare a realizzare delle perforazioni, mediante macchine perforatrici, posizionare più elementi esplosivi (generalmente si impiegano dinamite o tritolo) a diverse profondità prefissate e si chiude il foro con il materiale di risulta derivante dalla perforazione. L'esplosione causa il rilascio immediato di notevoli quantitativi di energia che generano delle onde sismiche: le vibrazioni indotte nel terreno innescano il processo di liquefazione che, appena dopo essersi dissipate le sovrappressioni interstiziali, provoca la riorganizzazione del materiale granulare in una struttura più addensata. Per incrementare l'efficienza del trattamento si dovrebbero prevedere diverse fasi di detonazione con planimetrie dei punti di applicazioni differenti. L'impiego di questa tecnica permette di raggiungere qualsiasi profondità ma, nonostante il basso costo e la rapidità di esecuzione, viene applicata raramente in quanto ha un elevato impatto sull'ambiente circostante l'intervento.

Il progetto di questi processi consta almeno di tre differenti fasi. Per prima cosa deve essere fatta una valutazione sulla effettiva convenienza di un trattamento del terreno rispetto all'utilizzo di una tecnica tradizionale e, in seguito, valutare l'utilizzo delle tecniche dinamiche o delle altre. Quindi, una volta individuata la convenienza del trattamento e scelta la macro-tipologia, si deve scegliere il metodo più opportuno. Infine si deve andare a dimensionare il trattamento, andando a determinare quei parametri caratteristici necessari all'esecuzione. Per quanto riguarda la prima valutazione, le tecniche volte al miglioramento dei terreni spesso risultano molto appropriati in tutti quei casi in cui si possono temere cedimenti differenziali, carichi dinamici o fenomeni di liquefazione. In riferimento alla seconda valutazione da effettuare, l'individuazione della tecnica più adeguata dipende da numerosi fattori quali:

- Condizioni iniziali del suolo
- Grado di compattazione richiesto
- Tipologia di struttura che vi verrà fondata
- Massima profondità da raggiungere
- Considerazioni specifiche di ogni sito
- Tempo a disposizione per il completamento dell'opera
- Disponibilità di attrezzatura e materiale
- Competenze dell'appaltatore

Per prima cosa, quindi, bisogna andare a valutare le condizioni iniziali del deposito da trattare e definire se può essere applicato un trattamento di miglioramento dinamico o meno. Al fine di effettuare questa valutazione, si può far riferimento agli studi effettuati da Mitchell (1982), il quale ha identificato i terreni trattabili con tali tecniche in base alla distribuzione granulometrica: i terreni granulari con un contenuto di fine (particelle di diametro inferiori a 0,06 mm) inferiore al 10% possono essere compattati sia con il metodo a vibrazione che con il metodo ad impatto. Tuttavia, nonostante potrebbe portare ad una valutazione accurata sulla possibile efficacia del trattamento, sussistono delle limitazioni in tale approccio legate all'ottenimento di campioni in materiale sciolto e saturo, all'elevato numero di campioni da ottenere e la loro analisi, con conseguente incremento dell'onerosità del processo, ed in fine la discontinuità dei campioni analizzati potrebbe impedire di individuare alcuni strati di terreno influenti. A fronte di tali considerazioni è preferibile basare la caratterizzazione e le considerazioni sui terreni tramite prove CPT. Quindi si deve procedere all'individuazione delle tecniche che meglio permettono di raggiungere le profondità richieste: se si vuole operare una compattazione superficiale, ovvero non si necessita il raggiungimento di profondità superiori ai 2-3 metri, è auspicabile l'utilizzo di rulli o piastre; se le profondità da raggiungere sono maggiori, fino a 10 metri può risultare efficace un trattamento che si basa sull'impiego di magli o di pali di costipamento mentre se le profondità sono

maggiori la tecnica più opportuna è la vibro-flottazione, che non ha limiti in termini di profondità. Anche con gli esplosivi possiamo ottenere trattamenti molto efficienti a grandi profondità. Nel valutare l'applicazione del metodo più opportuno bisogna soffermarsi anche sulla natura dei terreni: i rulli e le piastre vibranti hanno una buona efficacia se il materiale è privo di limo e in assenza di acqua; invece, per l'applicazione del metodo di costipamento con il maglio è opportuna la presenza di una certa frazione di limo in modo da evitare fenomeni di franamento del cavo. Anche per quanto riguarda la vibro-flottazione è sfavorevole la presenza di frazioni limose e/o argillose, anche se questa tecnica viene utilizzata anche in questi terreni, tuttavia, con metodo un po' differente: nei terreni granulari si mira ad addensare il terreno in sito, invece per i terreni a grana fine si rinuncia all'effetto addensante sul terreno in sito e si mira alla realizzazione di colonne granulari, realizzate con materiale di riporto addensato. Anche per il metodo che si basa sugli esplosivi, si ha la massima efficienza nei terreni granulari: tuttavia, a differenza di quanto detto per i rulli e le piastre vibranti, la presenza di terreno saturo incrementa ulteriormente l'efficacia del trattamento. La maggior efficienza nel caso di terreno saturo è dovuta al fatto che l'esplosione innesca il fenomeno della liquefazione, con successiva espulsione d'acqua e finale addensamento delle particelle.

Per verificare l'efficacia del trattamento è necessario andar a monitorare le proprietà che il terreno possiede al termine del trattamento e confrontarle con le analoghe proprietà preesistenti. Il metodo più rigoroso consiste nell'effettuare misure dirette delle più interessanti proprietà tecniche con prove in sito e su campioni di laboratorio. Tuttavia, questo procedimento risulta piuttosto lungo ed oneroso, anche a causa della difficoltà di ottenere campioni indisturbati da terreni incoerenti. Generalmente ci si riduce a considerare esclusivamente l'indice di compattezza: i metodi più utilizzati per la valutazione di tale parametro si basano sull'impiego di strumentazioni come i penetrometri che possono fornire risultati significativi se impiegati per porre in evidenza le variazioni indotte nella compattezza a seguito di un trattamento. Possono essere utilizzati anche metodi di controllo basati su criteri differenti dai precedenti, ovvero su parametri rilevabili nel corso dei lavori che si ritiene siano in un certo rapporto con l'esito del trattamento. Questo insieme di controlli devono considerarsi specifici del tipo di trattamento: ad esempio per quanto riguarda i pali di costipamento si può far riferimento al numero di colpi occorrenti per l'infissione di un certo tratto di palo, per la vibro-flottazione ci si basa sulla corrente assorbita dal motore che cresce all'aumentare della compattezza del terreno circostante o anche sulla misura del volume di inerte immesso nel foro, per gli esplosivi sul monitoraggio dei cedimenti che si registrano in un certo numero di punti al piano campagna. Facendo riferimento ai trattamenti dinamici, inoltre, è necessario tenere in considerazione il monitoraggio delle strutture adiacenti al sito che si sta trattando: generalmente

se prese le giuste cautele non si dovrebbero registrare danni, ma è opportuno eseguire un costante monitoraggio almeno durante le fasi realizzative del trattamento.

1.1.2.1. Focus sulla vibro-flottazione dei terreni

Ad oggi gli sviluppi tecnologici hanno portato delle soluzioni a numerosi problemi e offerto differenti soluzioni e tecnologie per il miglioramento della qualità, della struttura e delle capacità portante dei terreni. Le tecniche di miglioramento dei terreni hanno portato anche ad una progressiva sostituzione dei classici pali di fondazione nella soluzione di alcuni problemi: una di queste tecniche è la vibro-flottazione. Il termine vibro-flottazione è un termine generale che viene utilizzato per descrivere quelle tecnologie che impiegano una sonda vibrante infissa nel terreno per il miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei terreni. Il termine vibro-flottazione include la tecnica della vibro-compattazione, la vibro-flottazione stessa e la vibro-sostituzione: la prima prevede l'addensamento dei terreni granulari senza l'aggiunta di materiale, la seconda consiste nell'addensamento di terreni granulari con aggiunta di materiale granulare mentre la terza consiste nella creazione di colonne di materiale granulare compattato e viene impiegata in quei terreni non addensabili dinamicamente, come i terreni coesivi. Quest'ultima oggi è una tecnica che sta guadagnando popolarità poiché, nonostante la vibro-compattazione sia un'ottima tecnica per il miglioramento delle caratteristiche meccaniche di tutti quei terreni granulari con contenuto di materiale fine al di sotto del 15-10% , risulta poco efficiente in tutti quei terreni prevalentemente coesivi in quanto le vibrazioni impartite dalla sonda hanno effetti minimi sul terreno; la tecnica di vibro-sostituzione, invece, permette di realizzare colonne di materiale granulare vibro-compattato con elevato angolo di attrito, elevata rigidità e resistenza. Comunque, in generale, le tecniche di vibro-flottazione sono diventate molto vantaggiose e competitive sia grazie al notevole sviluppo dei macchinari che di software numerici avanzati i quali permettono di svolgere analisi e previsioni molto più accurate anche di processi molto complessi.

La compattazione per vibrazione consta di questi tre elementi, da adattare poi a seconda delle condizioni del sito e degli obiettivi da raggiungere:

- Attrezzatura per la compattazione
- Processo di compattazione
- Processo di controllo e monitoraggio

L'attrezzatura è costituita dal vibratore collegato all'unità energetica, la sonda per la compattazione e il macchinario di base.

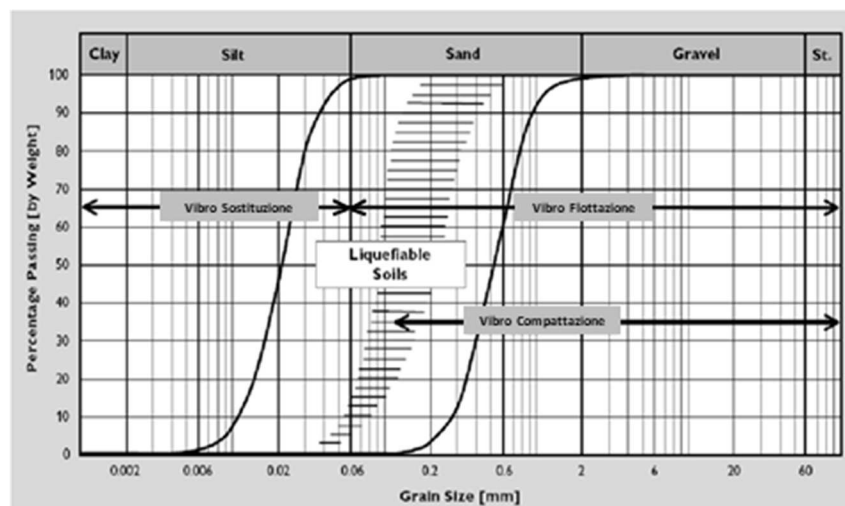


Figura 1.5 - Distinzione delle tecniche in base alla granulometria del terreno da trattare

L'oscillazione in questi macchinari è generata mediante la rotazione di una massa, collegata alla sonda eccentricamente tramite un braccio rigido. Il parametro principale che influenza l'efficacia della compattazione del terreno è l'ampiezza dello spostamento che compie la sonda. Quando la sonda viene messa in vibrazione, prima di penetrare nel terreno, l'ampiezza dello spostamento è ottenibile come il doppio prodotto del rapporto tra M , momento statico, e Gd , somma soggette all'eccitazione derivante dalla rotazione della massa eccentrica. Affinché si ottenga il massimo spostamento della sonda, durante la vibrazione, è necessario che si vada a minimizzare l'entità delle masse vibranti: a tal fine si impiegano sonde con aperture o sonde tubolari. Quindi, dal valore dell'ampiezza dello spostamento della sonda si può definire la differenza che vi è con l'ampiezza dello spostamento del terreno: la maggior efficacia nel trattamento si avrà quando tale differenza sarà minimizzata, ovvero quando si innescherà il fenomeno della risonanza che porta i due mezzi ad oscillare in fase.

Nei moderni macchinari è stata installata una pompa che permette di mantenere indipendenti la pressione di lavoro della sonda e la frequenza, ed inoltre, potendo controllare elettronicamente la pompa, ad ogni step del trattamento l'operatore riesce a variare in continuo la frequenza. Inoltre, gli attuali macchinari, potendo raggiungere forze di circa 4000 kN e ampiezze di spostamento di 30 mm hanno aperto la strada all'applicazione di questa tecnica a innumerevoli situazioni. Un'ulteriore innovazione è relativa all'introduzione di nuove tipologie di punte, alcune delle quali sono dotate di getti d'acqua che ne facilitano la penetrazione nei terreni più rigidi.

Di importanza fondamentale è il processo di compattazione, che può influenzare significativamente sia la tecnologia da impiegare che il risultato dal punto di vista economico. I parametri fondamentali da scegliere per ottimizzare il processo di compattazione sono:

- Spaziatura tra i punti di compattazione
- Frequenza di vibrazione
- Penetrazione ed estrazione della punta
- Durata della compattazione

Generalmente, come schema base per la definizione dei punti in cui eseguire la compattazione, viene scelta una trama triangolare; tuttavia se si scelgono alcune di tipologie di aste come quella a doppia y si può optare per una trama rettangolare, che ha come riscontro una riduzione dei punti di applicazione. Oltre allo schema della maglia dei punti in cui si applica il trattamento, per definire il processo che ottimizza il trattamento bisogna anche tenere conto della morfologia del terreno, le capacità del macchinario e il numero di fasi in cui articolare il trattamento: di solito si procede in due fasi per garantire maggior efficacia ed omogeneità al trattamento. Questo dettaglio è molto importante in quei terreni in cui sono presenti formazioni coesive, limo o argilla, che si interpongono tra strati non coesivi. Questa condizione, infatti, tende ad incrementare il potenziale di liquefazione in quanto non permette la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali, ad esempio durante un evento sismico: la doppia fase di compattazione, permette che fenomeni del genere, anche se si presentano durante la prima fase di compattazione, non vadano ad inficiare sull'efficacia finale del trattamento.

Con estrema attenzione va scelto il parametro che più di tutti influenza il trattamento, ovvero la frequenza di vibrazione. Al fine di non causare danni alla sonda e per far sì che la sonda non interagisca negativamente con il terreno durante l'estrazione, in quest'ultima e nella fase di inserimento la resistenza dell'asta dovrebbe essere la minima possibile e ciò si ottiene impiegando frequenze elevate, di circa 30 Hz: a questa frequenza le vibrazioni del suolo sono minime e tutta l'energia è impiegata per la movimentazione dell'asta. Invece, durante la fase di compattazione l'obiettivo è quello di trasferire più energia possibile al terreno e questo si ottiene mandando in risonanza il terreno e la sonda: ciò avviene tra i 15 e i 20 Hz. Quando la frequenza di vibrazione della sonda vibrante è impostata alla frequenza di risonanza del sistema sonda-terreno, la sonda oscilla in fase con il terreno circostante: le vibrazioni nel terreno incrementano marcatamente, mentre l'energia richiesta per la compattazione diminuisce. Durante questa fase la sonda deve rimanere ferma alla profondità desiderata o deve procedere ad una velocità molto bassa. La frequenza alla quale si instaura il fenomeno della risonanza dipende da diversi fattori quali la massa del vibratore, la lunghezza e le dimensioni della sonda e la velocità delle onde di taglio, caratteristica del terreno. In relazione alla velocità delle onde di taglio caratteristica del terreno in esame, la frequenza di risonanza aumenta all'aumentare di tale velocità. Tutto il processo di compattazione viene monitorato tramite un sistema di controllo elettronico, che effettua una misurazione in

continuo dei più importanti parametri che influenzano il processo (pressione idraulica, frequenza di vibrazione, profondità della sonda e velocità di vibrazione del suolo) in funzione del tempo. Le informazioni che si ottengono possono essere quindi impiegate per la valutazione delle condizioni del suolo durante ogni singola fase del processo ma anche per effettuare considerazioni sul trattamento più complete tramite una loro accurata elaborazione.

- VIBRO-COMPATTAZIONE

La vibro-compattazione è una tecnica sviluppata per addensare i terreni sabbiosi, sia sopra che sotto falda producendo la riorganizzazione delle particelle granulari in uno stato più addensato, mediante l'ausilio delle vibrazioni della sonda. L'adeguata esecuzione di questo tipo di miglioramento permette di incrementare l'addensamento del suolo in situ, l'angolo d'attrito e la rigidità, che a loro volta permettono l'omogeneizzazione delle caratteristiche del suolo, la riduzione dei cedimenti e la riduzione del potenziale di liquefazione. Per ottenere il risultato prefissato, nei terreni saturi la vibrazione della sonda deve essere intensa così da innescare il fenomeno della liquefazione e facilitare la penetrazione della sonda per poi procedere all'addensamento vero e proprio del terreno tramite la ripetizione di fasi di avanzamento ed estrazione del vibratore, mentre nei terreni non saturi il processo è identico ma con la differenza che per facilitare la penetrazione della sonda essa deve essere dotata di ugelli da cui fuoriescono getti di acqua in pressione. Il processo di vibro-compattazione si sviluppa in 4 fasi:

- Penetrazione della sonda: in questa prima fase la sonda vibrante penetra nel terreno con l'ausilio o meno di getti di acqua in pressione, a seconda che si stia trattando un terreno saturo o non saturo, fino alla profondità prevista a cui estendere il trattamento
- Compattazione: ora la sonda, dopo aver raggiunto la profondità prevista, procede con la compattazione di strati di 50 cm sollevando e infiggendo ripetutamente la sonda. L'addensamento del materiale è individuabile dall'incremento di consumo energetico da parte del macchinario
- Riempimento: a causa dell'addensamento del terreno e della fuoriuscita di parte dell'acqua presente nello stesso, si verrà a formare una depressione nell'intorno della verticale tratta che dovrà essere riempita con del materiale d'apporto che verrà anch'esso compattato
- Livellamento della superficie

- VIBRO-FLOTTAZIONE

È una tecnica alternativa alla precedente, nonché sua diretta evoluzione, sviluppata in particolare per tutte quelle situazioni in cui, essendo comunque in presenza di terreni prevalentemente granulari, la vibro-compattazione risulta poco efficace. Il processo di applicazione è identico alla vibro-compattazione, tuttavia differisce da quest'ultima in quanto, durante la fase di compattazione, viene versato dal piano campagna del materiale granulare nello spazio che si viene a creare tra vibroflot e terreno. I primi impieghi di questa tecnica risalgono agli anni '30, ma iniziò a diffondersi negli anni '60. Oggi è una tecnica che sta guadagnando popolarità grazie al risparmio sia sui costi di realizzazione che sui tempi di realizzazione rispetto alle palificate tradizionali. In questo caso, inoltre, c'è una piccola distinzione nel metodo applicativo quando si vanno a trattare terreni al di sotto del fondale marino: infatti, mentre nelle applicazioni da piano campagna il materiale di riporto viene immesso nel foro con l'ausilio di mezzi, per intervenire in questi particolari casi è necessario che venga realizzato un letto di materiale granulare steso prima dell'inizio dell'intervento sul fondale stesso, come mostrato nell'immagine sottostante.

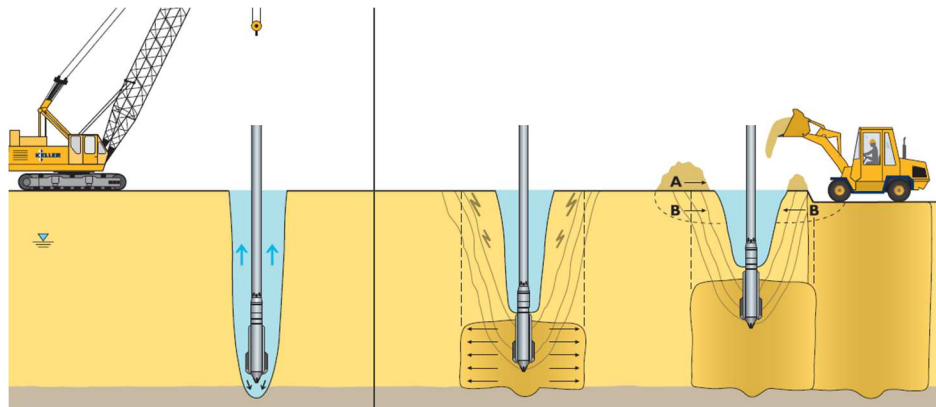


Figura 1.6 - Schema processo di vibro-flottazione TOP FEED

[Immagine presa da catalogo - KELLER – Deep Vibro Techniques]

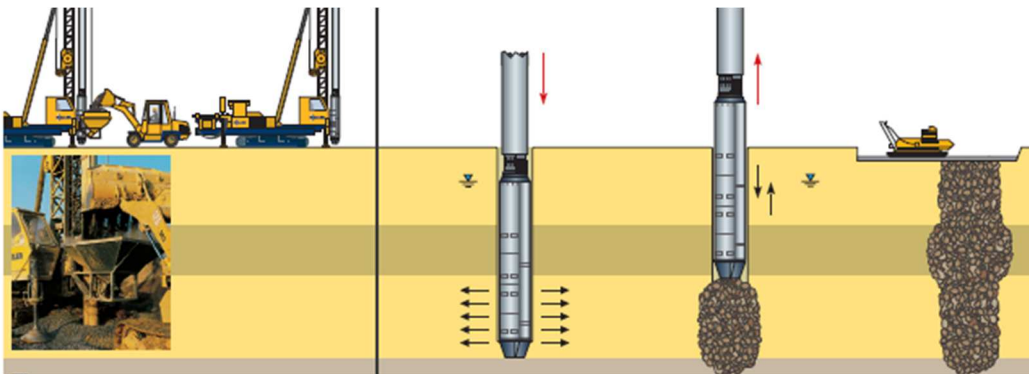


Figura 1.7 - Schema processo di vibro-compattazione BOTTOM FEED

[Immagine presa da catalogo - KELLER – Deep Vibro Techniques]

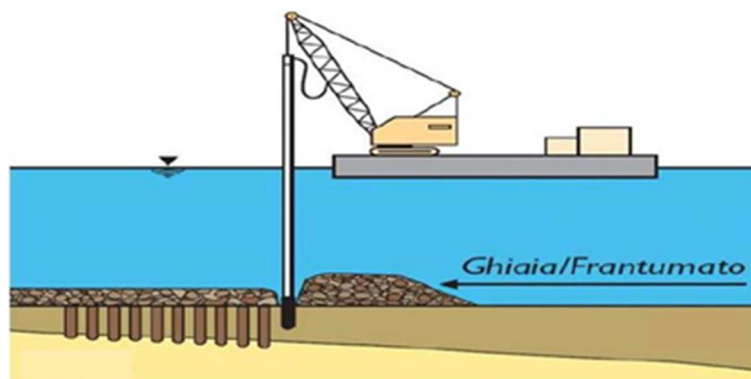


Figura 1.8 – schema processo di Vibro-flottazione TOP FEED a mare

[Immagine presa da- Keller_2005_pozzuoli]

- VIBRO-SOSTITUZIONE

Questa tecnica risulta essere un ulteriore sviluppo delle due precedenti, nata dall'idea di voler applicare questa tipologia di interventi a tutti quei terreni non addensabili dinamicamente, come i terreni coesivi. Consiste nella realizzazione di colonne granulari vibro-compattate al fine di incrementare la qualità di terreni coesivi, come argille morbide ed espansive ma con resistenza a taglio non drenata di almeno 15 kPa; si è visto che risultano inefficaci per valori di resistenze a taglio proprie dei terreni inferiori ai 10 kPa. Queste colonne in materiale granulare, oltre ad aumentare la capacità portante dei terreni trattati, ridurre la loro compressibilità, se realizzate seguendo uno schema geometrico costante riescono ad uniformare le proprietà dei terreni. Inoltre possono anche svolgere la funzione secondaria di dreni, favorendo la veloce dissipazione delle sovrappressioni che si generano al momento dell'applicazione dei carichi, permettendo così di realizzare la struttura sovrastante immediatamente dopo la realizzazione delle stesse. Ci sono due differenti tecniche per le realizzazioni di tali colonne:

- Nel primo approccio si fa penetrare la sonda fino alla profondità desiderata, la si ritrae e si inizia a versare, dal piano campagna, il materiale di riempimento in volumi controllati: ogni volume di materiale immesso viene compattato attraverso la sonda prima che venga versato il volume successivo. Questa tecnica, chiamata **Top Feed System**, è utilizzabile solo qualora il terreno è in grado di non collassare nel pre-foro fino al termine della realizzazione della colonna
- Nel secondo approccio invece, chiamato **Bottom-Feed**, dopo aver fatto penetrare la sonda fino alla profondità desiderata si inizia ad estrarla per

step: ad ogni step viene inserito un po' di materiale, il quale viene immediatamente compattato dalla sonda stessa. Questa metodologia è ottima per i terreni che non riescono ad autosostenersi in quanto l'asta a cui è agganciata la sonda permette di sostenere il terreno; tuttavia, è necessario un macchinario un po' più complesso che prevede l'installazione di una tramoggia, in cima all'asta che penetra nel terreno, nella quale viene versato il materiale granulare che viene poi convogliato in fondo al foro attraverso un tubo che corre parallelo all'asta fino alla sonda. In questo caso il materiale utilizzabile deve essere caratterizzato da una granulometria compresa tra i 15 e i 45 mm.

Il processo di vibro-sostituzione che porta alla formazione di colonne in materiale granulare consta delle seguenti fasi:

- Preparazione: il macchinario viene posto nella posizione definita e la tramoggia viene riempita con il materiale granulare
- Penetrazione: la sonda, posta in vibrazione, con l'ausilio di getti di acqua in pressione viene portata alla profondità predefinita
- Compattazione: raggiunta la profondità, viene aperto l'ugello posto sulla punta a cui è collegata la tramoggia tramite una tubazione e si inizia a rilasciare il materiale granulare in quantità predefinite; quindi, si addensa il materiale posto in opera; così si procede fino al completamento della colonna
- Finitura superficiale

1.1.3. Metodi di consolidamento elettrici

Questa tecnica di consolidamento può essere vista come una evoluzione della tecnica che prevede l'applicazione di dreni all'interno del terreno; infatti il principio base su cui si basa è il consolidamento mediante allontanamento dell'acqua presente in terreni coesivi. Si inseriscono anodo e catodo all'interno del terreno, i quali, essendo collegati ad una batteria, generano una differenza di potenziale che innesca la migrazione dell'acqua nel terreno. Il sistema che viene installato è tale per cui si ha una zona in cui si convoglia l'acqua e da lì viene allontanata tramite pompaggio. Questa tipologia di trattamento può essere applicata quasi esclusivamente in argille soffici normal-consolidati; a fronte di un notevole costo complessivo dell'operazione si hanno tuttavia brevi tempi di esecuzione e un notevole miglioramento della rigidità e della resistenza.

1.1.4. Metodi di consolidamento termici

Questo approccio prevede l'applicazione di un'azione di natura termica, ed esistono due tecniche concettualmente opposte: la prima prevede il congelamento del terreno, mentre la seconda la cottura. La tecnica del congelamento prevede l'installazione di un sistema refrigerante all'interno del terreno da trattare, in modo da incrementare la rigidezza e la resistenza e ridurre la permeabilità congelando l'acqua all'interno dell'ammasso. È una tecnica molto costosa e con effetti temporanei, tuttavia molto interessante per affrontare problemi dovuti alla presenza di acqua nella realizzazione di infrastrutture come gallerie in quanto permette di mantenere inalterata la struttura del terreno e non dover drenare l'acqua presente. La tecnica della cottura invece, applicata molto di rado, prevede l'essiccazione del terreno o l'alterazione della struttura, andando ad impiegare temperature molto elevate. Può essere applicata a terreni fini per incrementarne notevolmente la resistenza. I limiti di questa tecnologia risiedono nel dover impiegare del gas come combustibile del bruciatore, conseguentemente si avranno elevati costi di applicazione e i volumi trattabili sono molto piccoli e quindi si possono raggiungere solo piccole profondità.

1.2. Metodi di consolidamento per sostituzione di terreno

In questa categoria possono distinguersi due gruppi di interventi, in funzione dell'entità e della frazione di terreno che va sostituita. La prima tipologia di intervento consiste nell'andar a sostituire completamente il terreno in situ, asportando lo strato in questione e sostituendolo con terreno di migliori caratteristiche: in ogni la completa sostituzione deve essere affiancata da una delle tecniche di consolidamento sopra elencate al fine di ottenere un terreno di adeguate caratteristiche meccaniche. Si ricorre a questa soluzione esclusivamente nei casi estremi di terreni organici e/o torbosi, terreni liquefacibili e terreni inquinati. L'altra alternativa consiste nell'andar a sostituire esclusivamente una parte del terreno: in generale si mira a rimpiazzare la fase liquida o aeriforme presente nel terreno con del materiale solido. Le principali tecnologie impiegate sono:

- **INIEZIONI:** tramite dei pre-fori si infiggono dei tubi con degli ugelli all'interno del terreno e si riempiono le cavità presenti tramite miscele solidificanti, le quali possono essere delle miscele chimiche, delle soluzioni a base di argille o anche di cemento.

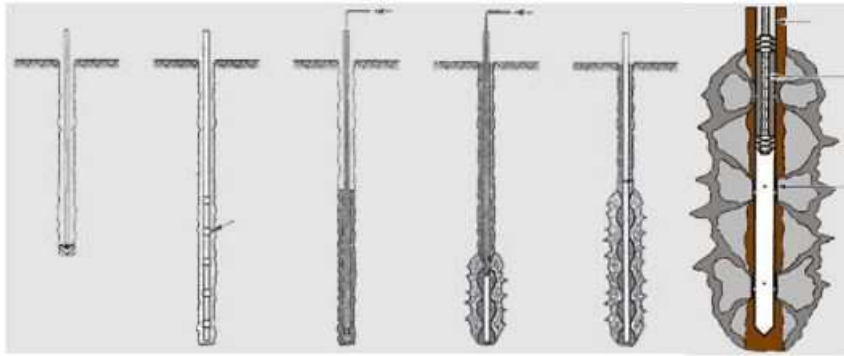


Figura 1.9 - Processo realizzativo iniezioni

[Immagine presa da - http://geologiaeperforazioni.com/pdf/h_consolidameneti.pdf]

- **JET GROUTING:** simile alla tecnica delle iniezioni, consente di realizzare setti o colonne consolidate all'interno del terreno tramite l'iniezione ad elevatissima pressione di miscela acqua e cemento. Il processo di esecuzione consiste nel realizzare un foro di piccole dimensioni per poi azionare il getto, ruotante, in pressione durante la fase di risalita alle quote prescelte. Il principio alla base di questa tecnica prevede l'erosione del terreno nella zona da trattare e la sua sostituzione con una miscela cementizie: quindi una delle caratteristiche che influenza il trattamento tramite jet grouting è l'erodibilità del terreno; infatti, un terreno maggiormente erodibile permette di realizzare meno elementi di maggiori dimensioni. Un importante vantaggio di questa tecnologia è la possibilità di raggiungere notevoli profondità e il superamento di ostacoli preesistenti, come vecchie fondazioni.

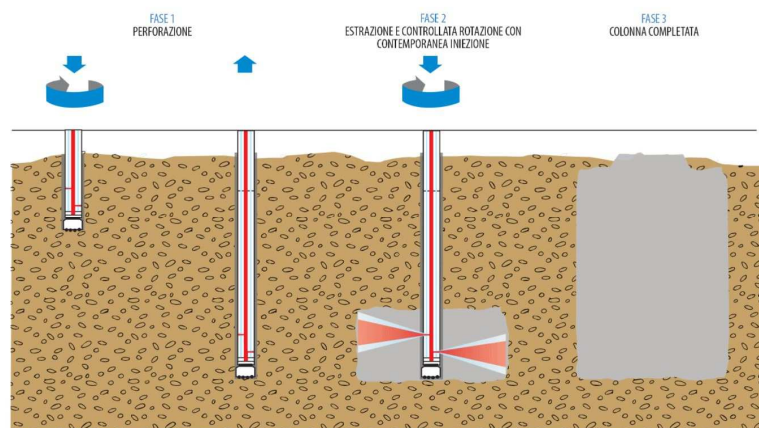


Figura 1.10 - Processo realizzativo JET GROUTING

[Immagine presa da - <https://www.trevispa.com/it/Tecnologie/jet-grouting>]

- **DEEP MIXING:** tecnica che, tramite l'ausilio di appositi macchinari, prevede la miscelazione del terreno in situ con un legante (calce e/o cemento) portando alla formazione di zone le cui caratteristiche di resistenza, deformabilità e permeabilità sono molto maggiori del terreno presente. Durante la penetrazione dell'utensile miscelatore viene immesso nel terreno il legante, tramite degli ugelli, il quale subisce il processo di idratazione grazie all'umidità presente nel terreno. Poiché la reazione di idratazione del legante necessita di un certo livello di umidità per svilupparsi, sono stati sviluppati due metodi: il **DRY MIXING** prevede di immettere durante la miscelazione il legante nel terreno e far avvenire la reazione di idratazione sfruttando l'acqua presente nella zona tratta; il **WET MIXING**, metodo impiegato in tutti quei casi in cui nella zona trattata non è presente abbastanza acqua, prevede di immettere durante la miscelazione del terreno una miscela di legante e acqua.

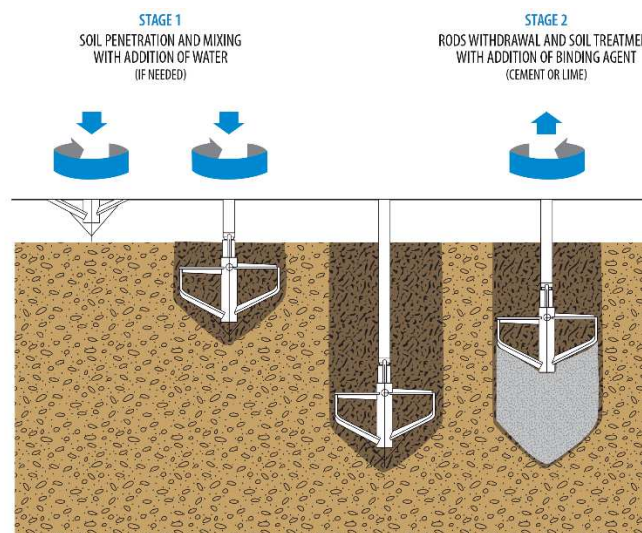


Figura 1.11 - Processo realizzativo DEEP MIXING

[Immagine presa da-<https://www.trevispa.com/en/Technologies/deep-soil-mixing>]

1.3. Metodi di consolidamento per variazione dello stato di sollecitazione interna

In questo gruppo rientrano tutte quelle tecniche che prevedono l'impiego di elementi strutturali atti a garantire una maggiore stabilità alla zona di interesse o che garantiscono un incremento di resistenza nei confronti di una certa sollecitazione, come ad esempio le chiodature e le tirantature, tecniche che mirano al trasferimento dei carichi in zone di maggior resistenza come gli

ancoraggi, o la precompressione, tecnica che apporta uno stato di presollecitazione interna.



Figura 1.12 - Esempio di tiranti di ancoraggio

[Immagine presa da - <https://www.geostru.eu/blog/2020/04/14/ancoraggi-in-terreni-compatti-e-rocce/>]

2. Caso studio

Nel presente capitolo verrà analizzato il caso studio, ovvero il progetto di ampliamento di un molo foraneo, preso come riferimento per analizzare l'applicazione e la relativa efficacia del miglioramento delle caratteristiche del terreno tramite vibro-flottazione della zona interessata dall'ampliamento. Dopo una descrizione dell'opera, si farà un breve cenno al quadro geologico della zona; quindi, si definiranno le caratteristiche geotecniche dell'area, tramite l'elaborazione dei risultati ottenuti dalla campagna di indagine iniziale svolta nel sito di intervento, e si descriverà l'intervento di miglioramento del terreno prescelto. Negli ultimi due paragrafi, poi, si entrerà nel merito della valutazione dell'intervento, attraverso l'elaborazione e l'analisi dei dati derivanti da ulteriori prove geotecniche previste al fine di indagare la bontà del trattamento di miglioramento: inizialmente si analizzerà il campo prova varato per definire l'adeguatezza della tecnica scelta e poi si passerà ad esaminare la zona direttamente interessata dall'ampliamento.

2.1. Descrizione dell'opera

Il progetto di ampliamento del molo foraneo in esame rientra in un più ampio piano di espansione e ammodernamento dell'infrastruttura portuale.

L'ampliamento in questione riguarda il prolungamento del molo di sopraflutto, che verrà esteso per un tratto aggiuntivo di lunghezza complessiva di 200 metri, secondo un allineamento di 18° verso il mare aperto, rispetto all'asse del tratto del molo di sopraflutto esistente.



Figura 2.1 - Ampliamento molo di sopraflutto - foto aerea

[Relazione generale tecnico-illustrativa – Progetto Esecutivo]

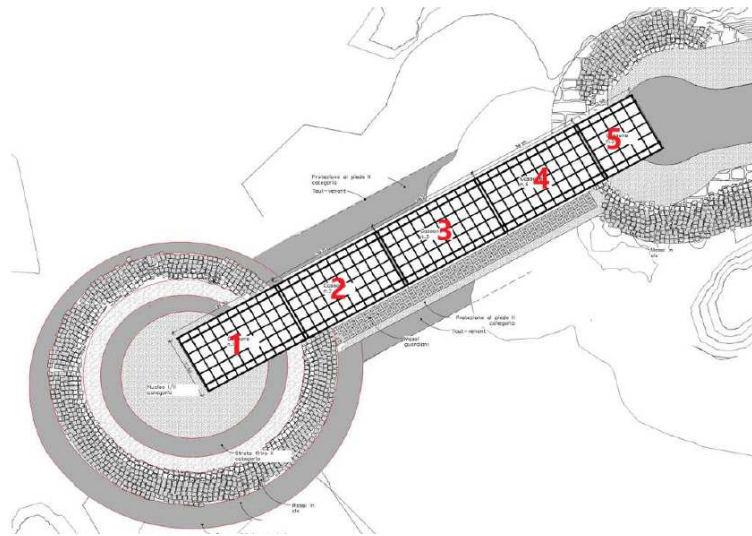


Figura 2.2 - planimetria molo sopraflutto

[Relazione generale tecnico-illustrativa – Progetto Esecutivo]

Per la realizzazione del molo si è previsto di impiegare cassoni cellulari innovativi che ospitano un impianto per la produzione di energia elettrica dal moto ondoso. Tali cassoni sono del tipo REWEC3, ovvero cassoni cellulari in cemento armato opportunamente modificati per consentire lo sfruttamento dell'energia derivante dal moto ondoso, che inciderà nella parte lato mare del cassone, tramite la predisposizione di alloggiamenti per apposite turbine all'interno di alcune celle dei cassoni: oltre alla produzione di energia, queste modifiche rendono i cassoni più assorbenti così da diminuire gli effetti del moto ondoso sulla parete verticale e ottenere quindi vantaggi sia di carattere strutturale sia vantaggi nei riguardi della sicurezza alla navigazione, limitando gli effetti di tracimazione prodotti dalla riflessione del moto ondoso. Inizialmente, nel progetto preliminare e definitivo, era prevista la realizzazione di 9 cassoni del tipo REWEC3 di identiche dimensioni 24,5m x 20m che poi, a seguito della proposta progettuale in sede di offerta, sono stati modificati in dimensioni e numero passando quindi a 5 cassoni di cui 4 di dimensioni 24,5m x 39,2m e uno, quello di radice, di dimensioni 24,5m x 22,25m per aumentare la stabilità globale del singolo cassone e della struttura del molo sopraflutto.

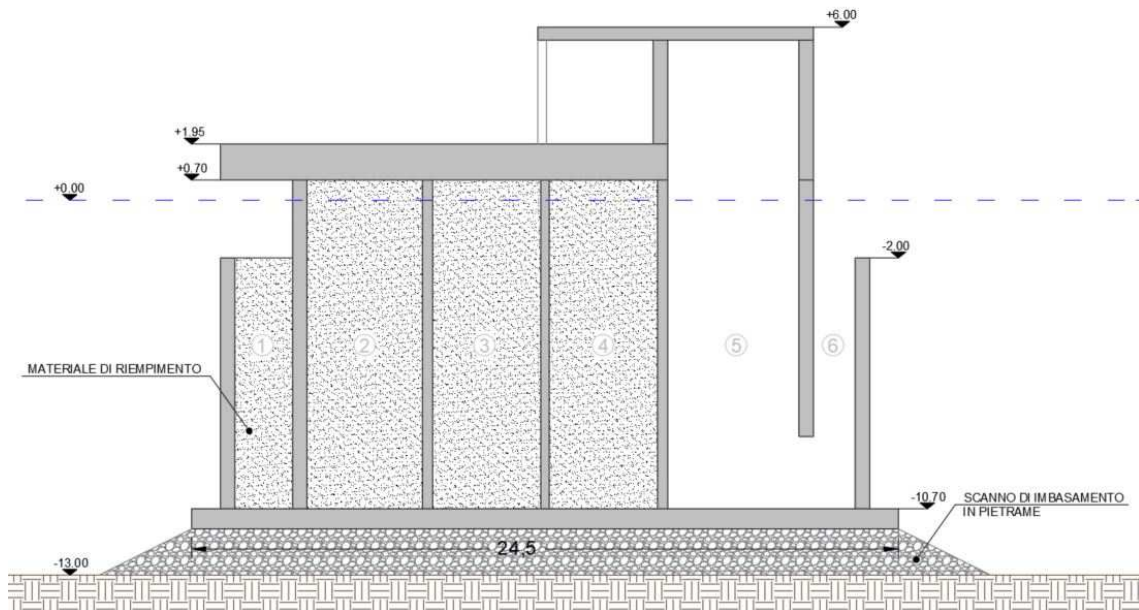


Figura 2.3 - Sezione tipologica prolungamento molo di sopraflutto

Questa scelta ha apportato vantaggi sia in termini logistici, diminuendo i cicli di prefabbricazione e riducendo l'interferenza con il traffico portuale, sia in termini tecnici, riducendo il numero di giunti da realizzare, aumentando la stabilità dei singoli cassoni e limitando i cedimenti differenziali tra i vari cassoni. I cassoni sono stati realizzati all'interno del porto, in un cantiere allestito in una banchina adiacente a quella soggetta ad intervento il cui fondale è stato opportunamente rimodellato al fine da potervi posizionare il bacino galleggiante impiegato per la costruzione dei cassoni. Dopo il completamento di ciascun cassone, sono stati portati in posizione in galleggiamento secondo percorsi ben definiti. Una volta arrivati sulla proiezione dell'area di carico, ogni cassone è stato affondato tramite il riempimento delle celle; quindi, si è passati alla stabilizzazione degli stessi tramite sversamento di materiale arido nelle celle e poi, una volta che tutti i cassoni sono stati posizionati e riempiti si è provveduto alla realizzazione di tutte le opere che compongono la sovrastruttura: solettone sommitale e muro paraonde, costituito da setti in c.a.

Prima del posizionamento dei cassoni, è stato effettuato l'intervento di miglioramento del tratto di fondale interessato dall'intervento di ampliamento: inizialmente è stato rimodellato il fondale tramite dragaggio portandolo alla quota costante di -13 m.s.l.m.m., quindi è stato eseguito l'intervento di miglioramento attraverso la realizzazione di colonne in materiale granulare tramite vibroflottazione ed infine, è stato realizzato lo scanno di imbasamento dei cassoni tramite la posa in opera di uno strato di pietrisco compattato tramite piastra vibrante.

2.1.1. Analisi dei carichi

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi al fine di definire dei carichi caratteristici dell'opera. Nell'immagine sottostante viene riportato la sezione trasversale a cui è stato fatto riferimento.

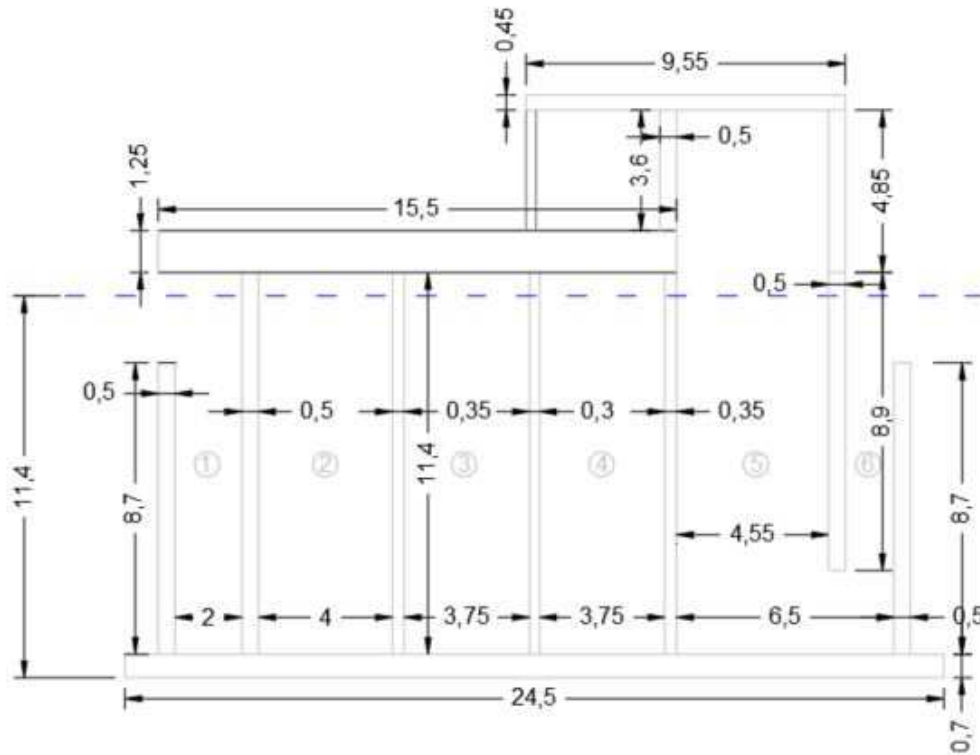


Figura 2.4 - Dimensioni cassone

Di seguito vengono riportati i pesi specifici dei materiali

Tabella 1 - Peso specifico materiali

MATERIALI		
CLS	γ_{CLS} [kN/m ³]	25
TERRENO RIEMPIMENTO	γ_{TR} [kN/m ³]	21
ACQUA MARINA	γ [kN/m ³]	10.25

Il singolo cassone è caratterizzato dalle seguenti dimensioni in pianta

$$L_{cass} = 24,50 \text{ m}$$

$$B_{cass} = 39,20 \text{ m}$$

$$A_{cass} = 39,20\text{m} \times 24,50\text{m} = 960,40 \text{ m}^2$$

Ogni cassone è costituito da una struttura cellulare, realizzata mediante setti, di 60 celle disposte in 6 file longitudinali. Con riferimento alla sezione sopra riportata, di seguito vengono definite le dimensioni caratteristiche di celle e setti.

$$L_{\text{cell } 1} = 2,00 \text{ m}$$

$$L_{\text{cell } 2} = 4,00 \text{ m}$$

$$L_{\text{cell } 3-4} = 3,75 \text{ m}$$

$$L_{\text{cell } 5} = 4,55 \text{ m}$$

$$L_{\text{cell } 6} = 1,45 \text{ m}$$

$$B_{\text{cell}} = 3,54 \text{ m}$$

$$A_{\text{cell tot}} = 689,42 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{setti}} = 192,58 \text{ m}^2$$

Individuate le dimensioni dei principali elementi costituenti il cassone, si determinano i carichi di ciascun elemento che farà parte del processo costruttivo.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti. Ogni carico è stato definito come prodotto tra il volume dell'elemento considerato per il peso specifico del materiale di cui è costituito.

Tabella 2 - Calcolo carico platea base

PLATEA BASE	L [m]	24.50
	B [m]	39.20
	h [m]	0.70
	V [m ³]	672.28
	P [kN]	16807

Tabella 3 - Calcolo carico setti

SETTI	A [m ²]	192.58
	h [m]	11.40
	V [m ³]	2195.41
	P [kN]	54885.30

Tabella 4 - Calcolo carico platea sommità

PLATEA SOMMITA'	L [m]	15.50
	B [m]	39.20
	h [m]	1.25
	V [m ³]	759.50
	P [kN]	18987.50

Tabella 5 - Calcolo carico riempimento arido

RIEMPIMENTO MATERIALE ARIDO	$A_{CELL\ 1} [m^2]$	7.07
	$A_{CELL\ 2} [m^2]$	14.14
	$A_{CELL\ 3-4} [m^2]$	13.26
	$h_{RIEMP\ CELL\ 1} [m]$	8.50
	$h_{RIEMP\ CELL\ 2} [m]$	11.40
	$h_{RIEMP\ CELL\ 3-4} [m]$	11.40
	$V_{CELL\ 1} [m^3]$	60.10
	$V_{CELL\ 2} [m^3]$	161.22
	$V_{CELL\ 3-4} [m^3]$	151.14
$P [kN]$	109957.19	

Tabella 6 - Calcolo carico riempimento acqua

RIEMPIMENTO ACQUA	$A_{CELL\ 1} [m^2]$	7.07
	$A_{CELL\ 2} [m^2]$	14.14
	$A_{CELL\ 3-4} [m^2]$	13.26
	$h_{RIEMP\ CELL} [m]$	10.70
	$V_{CELL\ 1} [m^3]$	75.66
	$V_{CELL\ 2} [m^3]$	151.32
	$V_{CELL\ 3-4} [m^3]$	141.86
	$P [kN]$	52346.87

Tabella 7 - Calcolo carico acqua

ACQUA	$A_{CELL\ 5-6} [m^2]$	21.21
	$A_{LAT} [m^2]$	78.4
	$h_w [m]$	10.7
	$V_{CELL\ 5-6} [m^3]$	226.98
	$V_{LAT} [m^3]$	838.88
	$P [kN]$	31863.79

Tabella 8 - Calcolo carico castelletto

CASTELLETTO	$A_{PLATEA} [m^2]$	374.36
	$h_{PLATEA} [m]$	0.45
	$V_{PLATEA} [m^3]$	168.46
	$A_{SETTI\ TRASV} [m^2]$	36.72
	$h_{SETTI\ TRASV} [m]$	4.23
	$V_{SETTI\ TRASV} [m^3]$	155.15
	$A_{SETTI\ LONG} [m^2]$	39.20
	$h_{SETTI\ LONG} [m]$	4.23
	$V_{SETTI\ LONG} [m^3]$	165.62
	$P [kN]$	12230.70

Tabella 9 - Calcolo carico totale cassone

CASSONE COMPLETO		
PLATEA BASE	P [kN]	16807
SETTI	P [kN]	54885.30
ACQUA	P [kN]	31863.79
RIEMP ARIDO	P [kN]	109957.19
PLATEA SOMMITA'	P [kN]	18987.50
CASTELLETTO	P [kN]	12230.70
CARICO TOTALE	P [kN]	244731.48

Quindi è stata calcolata la sottospinta idraulica, che agisce alla base del cassone per tutta l'area di impronta

$$S \text{ [kN]} = \gamma_{\text{acqua}} \times h \times A_{\text{BASE}}$$

Tabella 10 - Calcolo sottospinta idraulica

SOTTOSPINTA IDRAULICA	
h_{IMMERSO} [m]	11.4
$A_{\text{PLATEA BASE}}$ [m ²]	960.4
S [kN]	112222.74

E' stata effettuata un'ulteriore valutazione riguardo l'eccentricità della risultante dei carichi rispetto al baricentro della sezione del cassone. Questa valutazione permette di prevedere se possano insorgere dei cedimenti differenziali legati, appunto, a tale eccentricità che comporterebbe una rotazione della struttura. Si è definita l'eccentricità di ogni singolo carico rispetto al baricentro, come mostrato nella figura seguente; quindi, è stata definita la somma dei prodotti dei singoli carichi per le rispettive eccentricità e tale somma rapportata alla somma dei carichi.

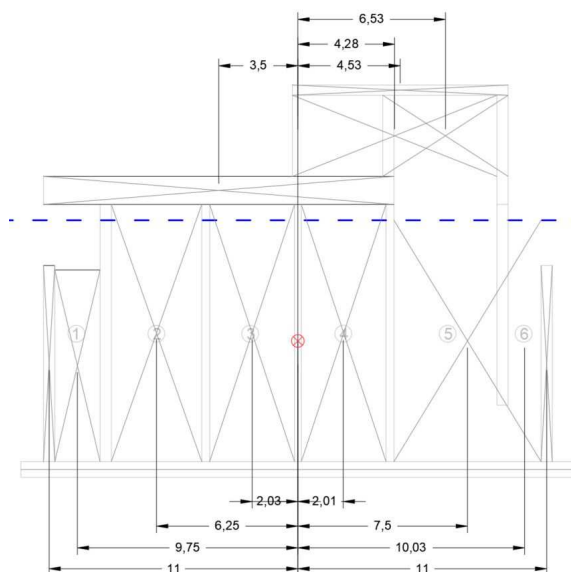


Figura 2.5 - Schema calcolo eccentricità risultante carichi

$$e_{\text{finale}} = \frac{\sum P_i x e_i}{\sum P_i}$$

Tabella 11 - Calcolo eccentricità risultante carichi

ELEMENTO	P [kN]	e [m]	P x e
PLATEA SOMMITA'	54885.30	3.5	192099
RIEMPIMENTO 1	12621.69	9.75	123061
RIEMPIMENTO 2	33855.83	6.25	211599
RIEMPIMENTO 3	31739.84	2.03	64431.9
RIEMPIMENTO 4	31739.84	2.01	63797.1
RIEMPIMENTO ACQUA	23265.27	7.5	174490
CASTELLETTO	4211.55	4.53	19078.3
	3878.65	4.28	16600.6
	4140.50	6.53	27037.5
		$\Sigma(Pxe)$	290188
		$e_{\text{finale}} [m]$	1.45

2.2. Inquadramento geologico

Dal punto di vista geologico l'area oggetto di intervento ricade nel foglio 467 "Salerno" della carta d'Italia alla scala 1:50000. Il foglio è localizzato lungo il tratto campano del margine tirrenico dell'Appennino meridionale. Questo settore si presenta alquanto articolato per la presenza dei golfi di Napoli e Salerno, individuati da NW a SE dal settore vulcanico Flegreo, dalla Penisola

di Sorrento e dal promontorio del Cilento. La regione corrisponde a gran parte dei Monti Picentini la cui stratigrafia contiene la serie completa del Mesozoico di mare poco profondo (Triassico sup.) e di mare aperto e profondo messo in evidenza dalle finestre tettoniche generate dalla tettonica compressiva. Il Foglio comprende un'area emersa ed un'area sommersa. All'interno dell'area emersa è possibile distinguere diverse unità fisiografiche rappresentate da porzioni delle dorsali dei Monti Picentini e dei Monti Lattari, dalla Piana del Sele e dal Golfo di Salerno. L'area marina mostra invece morfologie riconducibili ad una piattaforma continentale classica.

AREA EMERSA: La Piana del Sele e l'antistante Golfo di Salerno costituiscono rispettivamente la porzione emersa e la porzione sottomarina di una importante depressione morfostrutturale lungo il lato meridionale della penisola di Sorrento. Tale depressione è riempita da alcune migliaia di metri di depositi quaternari, in larga parte di natura epiclastica, derivanti dalla rapida erosione dei rilievi

carbonatici durante fasi di sollevamento iniziate a partire dal Pleistocene inferiore. Le depressioni costiere riflettono una forte tettonica estensionale quaternaria a cui si è accompagnata l'attività vulcanica dei Campi Flegrei e del complesso Somma-Vesuvio, responsabile della spessa coltre di vulcanoclastiti che ricoprono quasi ovunque i rilievi del territorio campano. Ad eccezione dei depositi quaternari, tutte le successioni sedimentarie riconosciute sono comprese all'interno di unità tettoniche originate dalla deformazione di domini paleogeografici distinti. I depositi formati nel dominio neotetideo e sulla litosfera continentale assottigliata di Adria comprendono sia successioni bacinali che di piattaforma carbonatica, e sono rappresentati dall'unità tettonica Sicilide, dall'unità tettonica M.ti Lattari-M.ti Picentini e dall'unità tettonica del Bacino di Lagonegro. L'unità tettonica Sicilide è costituita da depositi prevalentemente emipelagici con intercalazioni torbiditiche e sono indicate come Gruppo delle Argille Variegate. L'età di queste successioni è compresa tra il Cretacico superiore ed il Miocene inferiore. Per quanto riguarda la piattaforma carbonatica essa è costituita dall'unità tettonica M.ti Lattari-M.ti Picentini (Unità Alburno-Cervati Auct.). Nell'ambito di tali successioni sono

distinte molte unità litostratigrafiche che ricoprono un intervallo temporale compreso tra il Carnico ed il Senoniano inferiore. L'unità tettonica del Bacino di Lagonegro è esposta per estensioni molto limitate (pochi km quadrati)

prevalentemente nelle finestre tettoniche del settore nord-orientale del Foglio. I terreni affioranti in queste finestre tettoniche corrispondono ad intervalli della "serie calcareo-silico-marnosa". Per quanto riguarda i depositi sin-orogenici, essi sono rappresentati essenzialmente da arenarie ed argille di età miocenica. Sono state distinte due tipologie: depositi poggianti stratigraficamente e senza evidente discordanza angolare sulle unità di piattaforma carbonatica e depositi formati in bacini trasportati sul dorso delle falde (Unità del Bacino di Salerno-Montecorvino Rovella).

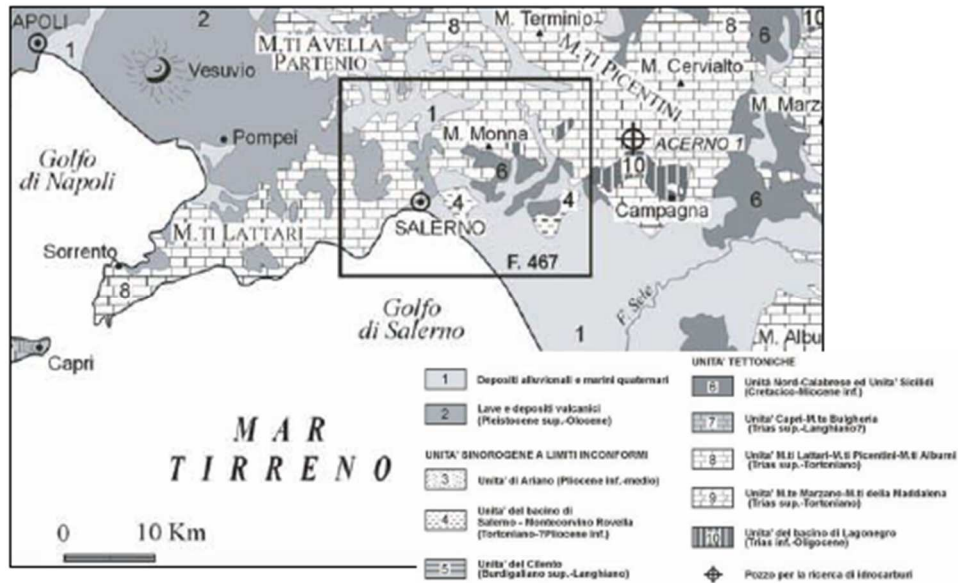


Figura 2.6 - Inquadramento geologico regionale

[Relazione generale tecnico-illustrativa – Progetto Esecutivo]

I depositi continentali di età quaternaria sono rappresentati per la maggior parte da sedimenti epiclastici accumulatisi in ambienti alluvionali e fluvio o limno-palustri con controllo prevalentemente tettonico. A partire dal Pleistocene medio si sono formati anche importanti corpi travertinosi a testimonianza della presenza di grosse e persistenti aree sorgive (Vietri sul Mare, Faiano, Prepezzano, Pontecagnano). Infine di notevole importanza, soprattutto per quanto riguarda l'evoluzione dei versanti, sono i depositi vulcanoclastici legati alla attività tardo pleistocenica ed olocenica dei vulcani flegrei e del Somma-Vesuvio, che ricoprono diffusamente i rilievi nell'area.

AREA MARINA: La piattaforma continentale al largo del Golfo di Salerno si sviluppa da Capri a punta Licosa per circa 70 km. La sua morfologia è fortemente controllata dall'assetto tettonico della zona costiera e dall'elevato apporto sedimentario nei settori di offshore. La larghezza della piattaforma continentale varia sensibilmente all'interno del Golfo. Nel settore

meridionale e in quello orientale, in corrispondenza della foce del Sele, il ciglio della piattaforma (shelf break) è posto ad oltre 15-25 km dalla costa. Nel settore settentrionale, in cui ricade l'area cartografata nel Foglio Salerno, al largo delle foci dei fiumi Picentino e Tusciano, lo shelf break è individuabile a 10-12 km dalla costa. Verso ovest, a sud della costiera amalfitana, la piattaforma tende a restringersi fino a 2-4 km da Capo D'Orso ad Amalfi e a scomparire lungo le falesie carbonatiche in corrispondenza di Conca dei Marini. Lungo questo tratto

di costa, dalle falesie a picco sul mare si passa direttamente a ripide scarpate sottomarine e i fondali raggiungono rapidamente profondità superiori ai 300 m. Da Capo d'Orso procedendo verso sud la piattaforma continentale si allarga ed assume pendenze molto basse (c.a. 1x500), dove la morfologia è condizionata dalla sedimentazione e prevalgono le forme deposizionali. Il fondale può essere suddiviso in tre aree fisiografiche principali che si differenziano per le leggere variazioni di pendenza: area di piattaforma interna, piattaforma intermedia, piattaforma esterna. L'area di piattaforma esterna è costituita da una zona piatta racchiusa tra lo shelf break e la fascia di profondità di circa 50 m. La piattaforma intermedia presenta pendenze leggermente superiori a quelle riscontrate nella piattaforma esterna, e compresa tra il limite superiore della piattaforma esterna e la fascia tra i 20 ed i 15 m di profondità dove si riscontra una variazione di pendenza. Tale variazione di pendenza costituisce il limite inferiore della piattaforma interna che racchiude la zona di spiaggia sommersa. Come assetto stratigrafico la piattaforma continentale del Golfo di Salerno è costituita per la maggior parte del suo spessore, da una potente successione sedimentaria clinostratificata plio-pleistocenica. L'immersione degli strati è mediamente verso i quadranti meridionali e occidentali; si osserva una generale progradazione delle sequenze deposizionali e un accrescimento della piattaforma continentale verso mare soprattutto nella zona orientale del Golfo. Il tetto dell'unità clinostratificata è troncato da una netta superficie di erosione, formatasi a seguito dell'emersione della piattaforma continentale durante l'ultimo grande abbassamento eustatico avvenuto nel pleniglaciale wurmiano (20.000-18.000 anni). Al di sopra della superficie di erosione wurmiana si sviluppa, in discordanza rispetto all'unità sottostante, la sequenza deposizionale tardo quaternaria.



Figura 2.7 - Stralcio carta geologia area marina

[Relazione generale tecnico-illustrativa – Progetto Esecutivo]

2.3. Inquadramento geotecnico

La caratterizzazione geotecnica del sito è stata sviluppata elaborando i risultati ottenuti dalla campagna di indagine svolta appositamente nel sito, partendo con il riconoscimento stratigrafico per poi caratterizzare meccanicamente le varie formazioni presenti. La campagna di indagine a disposizione consta dei seguenti elementi: 10 sondaggi e 4 prove penetrometriche statiche CPT, eseguite nella zona dell'intervento, e una prova geofisica, eseguita precedentemente in un altro molo nei pressi del molo in questione. Le CPT sono state spinte alla profondità massima ammessa dal sistema impiegato, ovvero circa 20 metri, tuttavia solo tre delle quattro prove eseguite hanno dato risultati significativi. Di seguito si riporta la planimetria della zona interessata dall'ampliamento in cui si indicano le posizioni dei sondaggi e delle CPT realizzati prima dell'intervento.

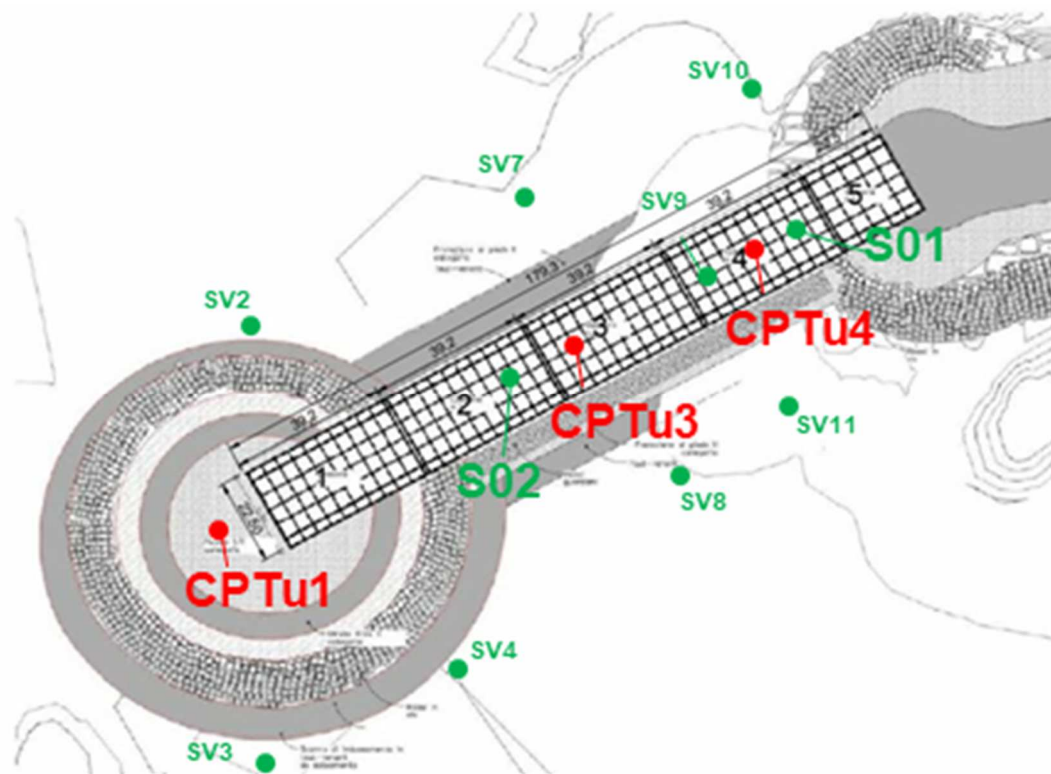


Figura 2.8 - Planimetria esecuzione sondaggi e prove

Come step iniziale sono stati analizzati i risultati della prova geofisica a disposizione, esaminando la variazione della velocità delle onde di taglio con la profondità. Il risultato ottenuto dalla prova è riportato nell'immagine seguente: analizzando l'andamento del parametro V_s si può notare come al di sotto dei primi 13 metri, profondità in cui si individua il piano di fondazione del molo, sia presente un materiale caratterizzato da una buona omogeneità, con valori che

variano dai 280 m/s, sul fondale, e i 450 m/s alla profondità di 100m. Ciò ci permette di prevedere la presenza di un materiale più o meno sciolto e omogeneo fino alla profondità di 100 m e l'assenza del bed rock fino a quella profondità.

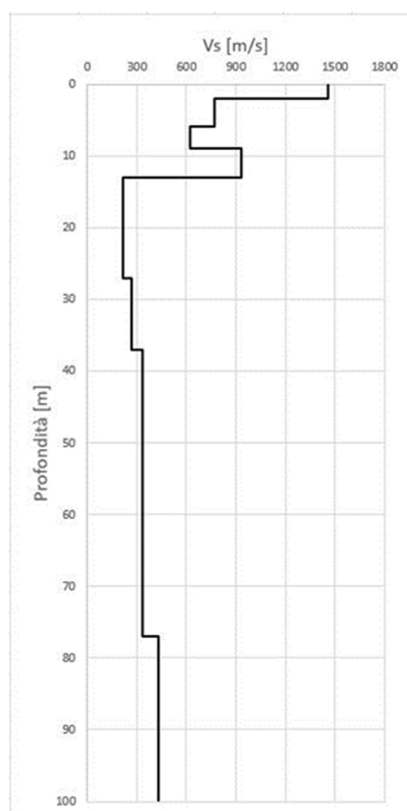


Figura 2.9 - Andamento Vs con profondità da prova geofisica

La caratterizzazione stratigrafica è stata effettuata analizzando inizialmente i carotaggi a disposizione, elaborando poi i risultati delle prove CPT e quindi affiancando e confrontando i risultati delle CPT con i sondaggi.

I sondaggi sono a rotazione e a carotaggio continuo. Tutti i sondaggi sono stati realizzati prima dell'intervento di vibro-sostituzione, tranne quelli previsti nelle stazioni SV1, SV5 e SV6 che sono stati previsti come verifica e controllo. I sondaggi realizzati nelle stazioni S01 e S02 sono stati spinti fino a circa 35 metri di profondità, al fine di individuare la successione stratigrafica caratteristica della zona, mentre gli altri 8 sondaggi, SV2, SV3, SV4, SV7, SV8, SV9, SV10 e SV11 sono stati spinti fino alla profondità di circa 4,5 metri con la finalità di accertare le locali e puntuali condizioni litostratigrafiche dei terreni interessati dalla vibro-sostituzione.

I vari sondaggi hanno evidenziato una sequenza stratigrafica omogenea. Dai due sondaggi più profondi si evidenzia la presenza di un unico strato omogeneo di sabbie fini, a luoghi debolmente limosa, da mediamente addensata a molto addensata. Tale formazione è poi confermata nei primi metri del fondale, indagati

con gli otto sondaggi meno profondi, in tutta l'area di interesse. Di seguito si riportano le sequenze stratigrafiche, appena descritte, relative ai singoli sondaggi; essendo i risultati molto omogenei, verranno riportati solo i risultati di un sondaggio profondo e di uno degli otto sondaggi meno profondi.




	Sabbie fini con rara presenza di inclusi litici calcarei. Materiale moderatamente addensato
	Limi argilloso sabbiosi. Materiale da moderatamente consistente a consistente
	Sabbie fini con rara presenza di inclusi litici calcarei. Materiale moderatamente addensato

Figura 2.10 Legenda litotipi

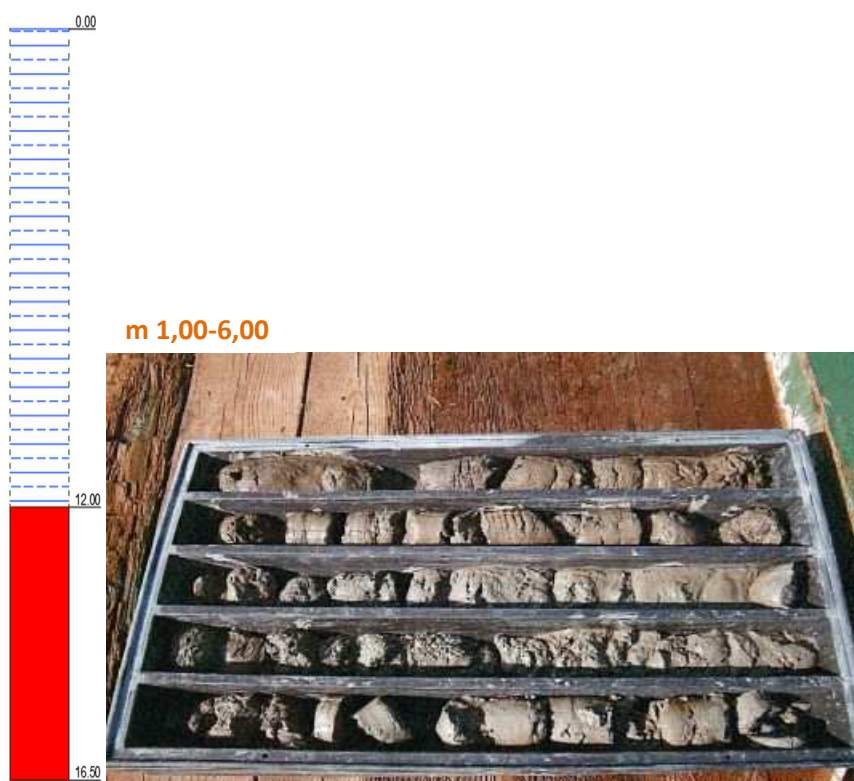


Figura 2.11 - Sondaggio – SV2 [Relazione sulle indagini geognostiche – progetto esecutivo]

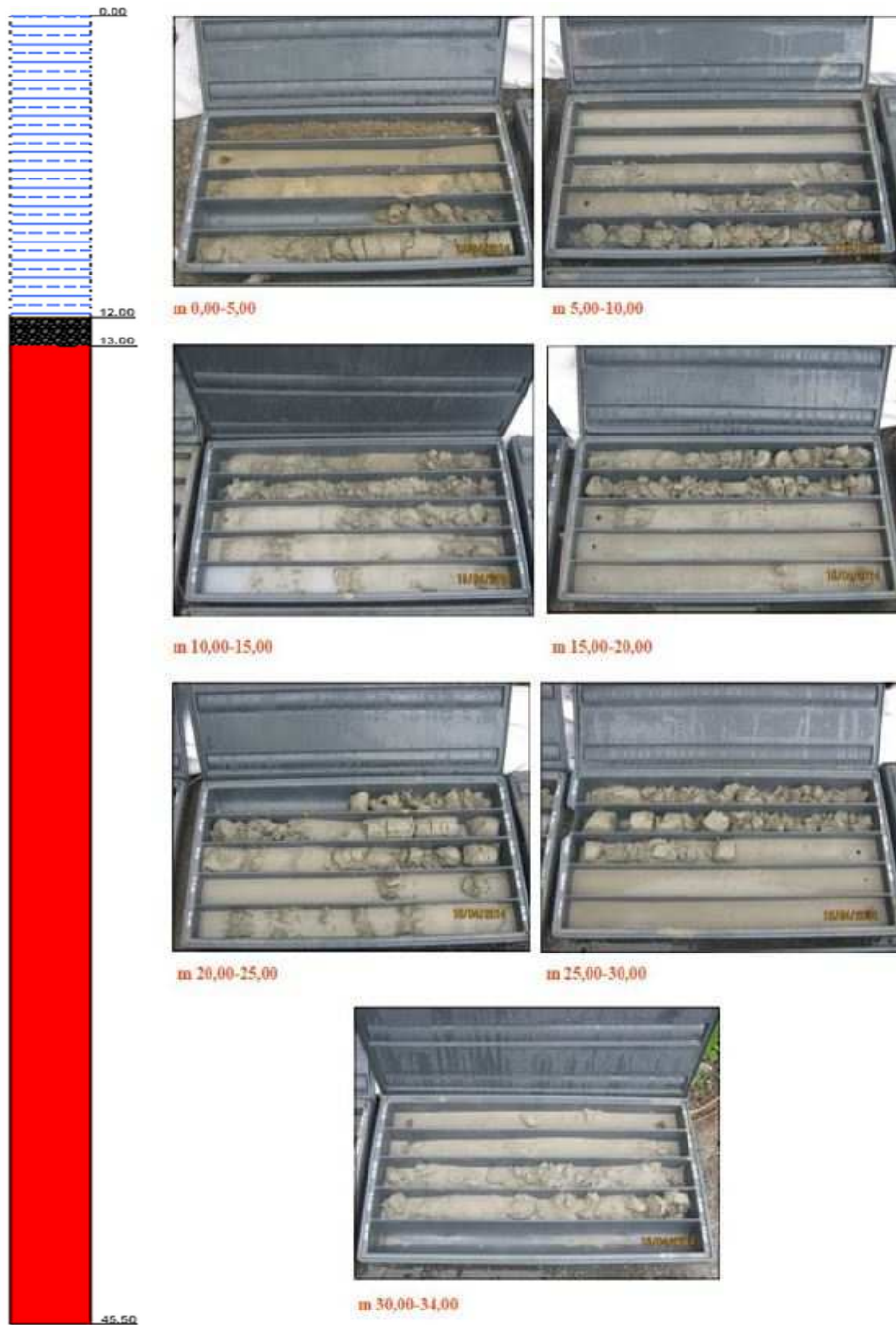


Figura 2.12 - Sondaggio - S01 [Relazione sulle indagini geognostiche – progetto esecutivo]

A questo punto, si è proceduto con l'analisi dei risultati delle prove in situ. Dopo aver individuato le formazioni presenti e la loro successione attraverso i sondaggi geognostici, si cerca di ricostruire con maggior precisione la stratigrafia.

Tabella 12 - Tabella riassuntiva prove in situ PRE-TRATTAMENTO

PRE-TRATTAMENTO				
PROVA	N°	QUOTA FONDALE	PREFORO	PROFONDITA'
		[m.s.l.m.m.]	[m]	[m]
CPTu	1	-12.00	0.00	19.75
	3	-12.00	0.00	18.55
	4	-12.00	0.00	19.00

In questo caso, vista la reperibilità delle informazioni ottenute dall'analisi dei sondaggi, le prove CPT in un primo momento sono state impiegate solo come conferma del risultato sopra definito in termini di identificazione stratigrafica. Si sono affiancati ai sondaggi gli andamenti con la profondità delle resistenze alla punta (q_c) e della resistenza laterale (f_t) così da poter individuare eventuali lenti o strati di piccole dimensioni non percepite dai sondaggi. A partire dall'analisi degli andamenti della q_c e della f_t riusciamo ad individuare i passaggi da uno strato incoerente ad uno coerente attraverso l'individuazione di salti bruschi nei grafici, dovuti a valori di resistenze caratteristiche di diverso ordine di grandezza tra le due tipologie di terreni: in generale associamo valori elevati di resistenza alla punta alle sabbie mentre valori bassi alle argille.

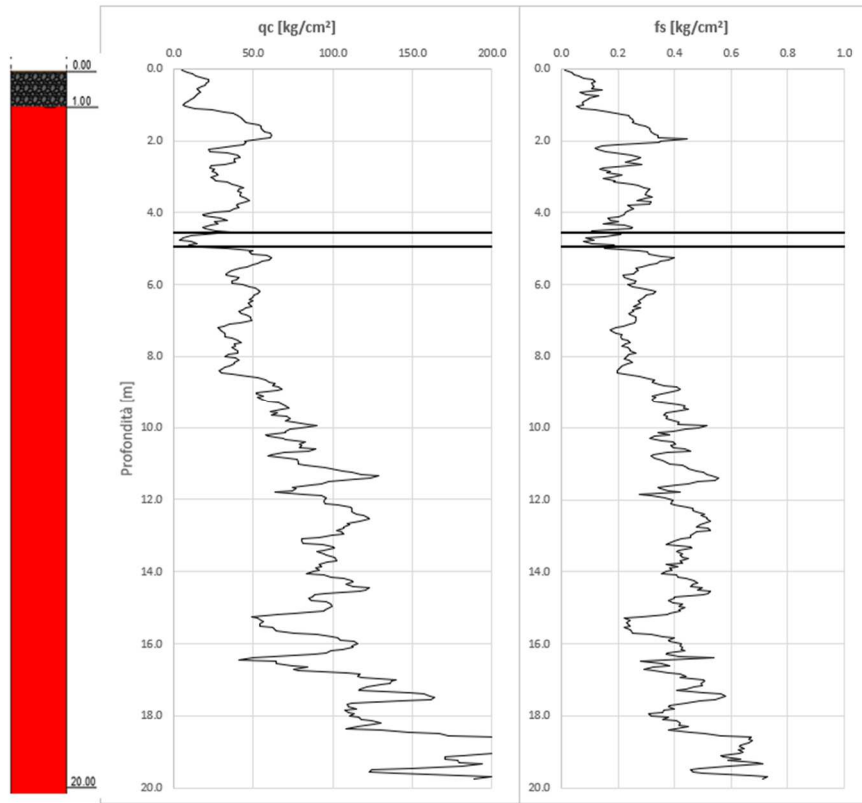


Figura 2.13 - CPT1 andamento qc-z/f-z

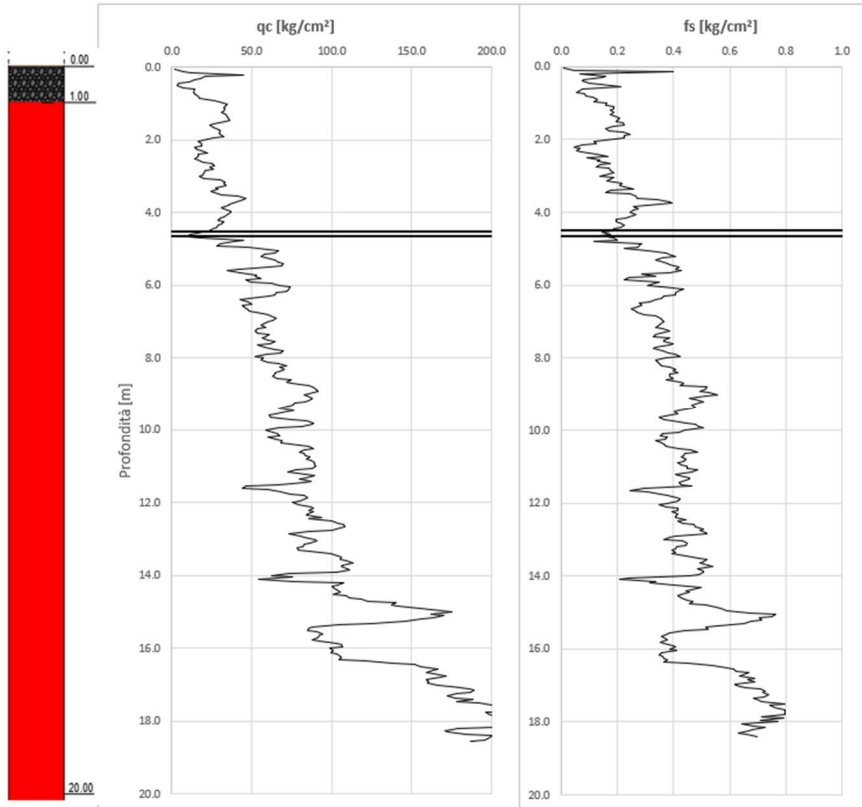


Figura 2.14 - CPT3 andamento qc-z/f-z

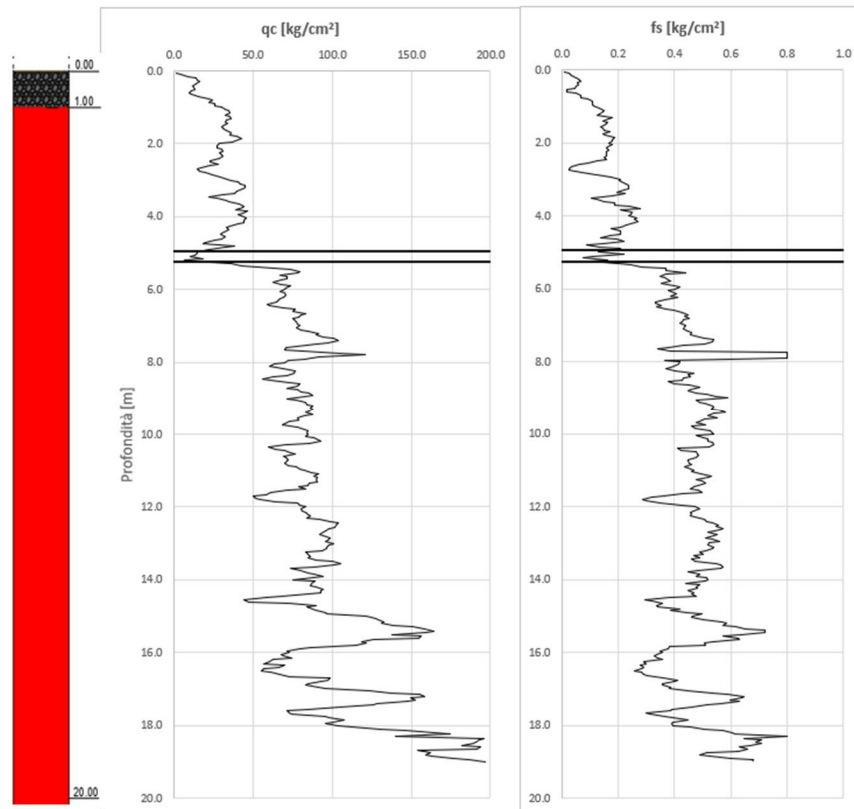


Figura 2.15 - CPT4 andamento qc-z/f-z

Da questo primo confronto è però emerso che il risultato ottenuto dai soli sondaggi era parzialmente incompleto, in quanto questi non avevano permesso l'individuazione di un sottile strato caratterizzato da una resistenza alla punta, letta al penetrometro, decisamente inferiore e attribuibile anche prima di ulteriori elaborazioni ad un livello di materiale fine (limo o argilla). Essendo le tre prove penetrometriche statiche distribuite in asse lungo l'area di ampliamento, ed essendo visibile tale strato nei risultati di tutti e tre le prove è lecito attendersi che sia caratteristico e si estenda per tutta l'area di interesse. Tuttavia non è visto come un problema, in quanto è presente alla profondità di circa 4,50 metri ovvero compresa nella zona che sarà sottoposta a vibro-sostituzione, ed essendo stata scelta in definitiva la tecnica bottom-up tale strato coesivo non creerà problemi nella realizzazione delle colonne in materiale granulare.

La fase di riconoscimento stratigrafico è stata quindi approfondita e completata attraverso il calcolo di alcuni indici caratteristici che permettono di classificare il terreno avendo a disposizione le misure effettuate da prove di resistenza quali le CPT. Gli indici di cui sopra sono l'indice di attrito I_f e l'indice di comportamento I_c , le cui formulazioni sono riportate nel seguito insieme agli intervalli definiti per procedere alla classificazione del terreno testato.

Indice di attrito: $I_f = \frac{q_c}{f_s}$

TERRENO	I_f
Torbe e arg. Org.	<15
Limi ed argille	15-30
Limi sab. e sab. limose	30-60
Sabbie	>60

Indice di comportamento: $I_c = \sqrt{(3,47 - \log Q)^2 + (1,22 + \log F)^2}$

dove $Q = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$; $F = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100$

TERRENO	I_c
Terreni organici	>3.60
Argille	2.95-3.60
Ter. a matrice limosa	2.60-2.95
Ter. a matrice sabbiosa	2.05-2.60
Sabbie	1.31-2.05
Sabbie e ghiaie	<1.31

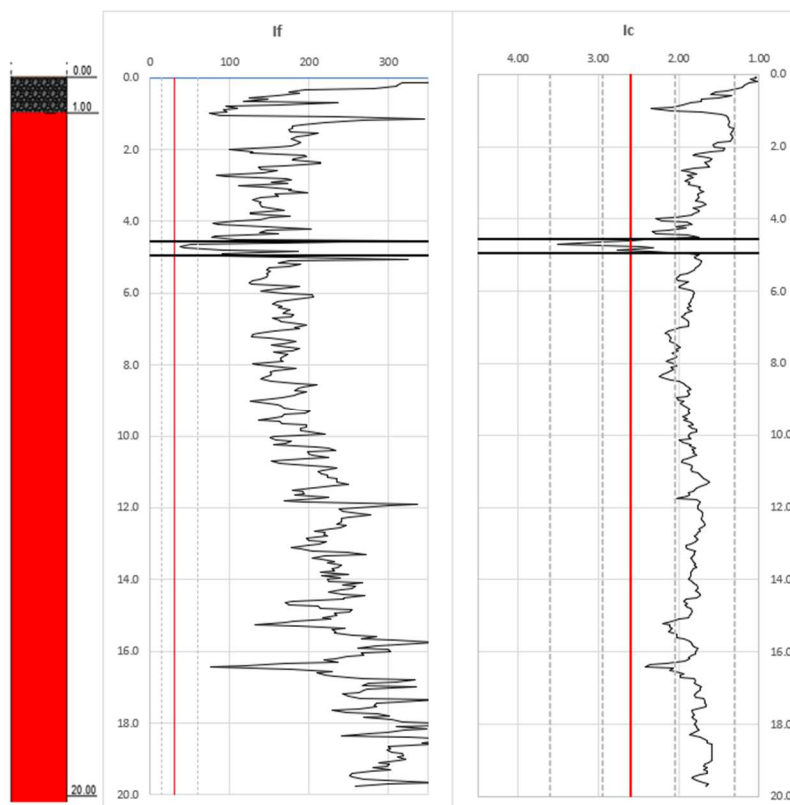


Figura 2.16 - CPT1 Indici If, Ic

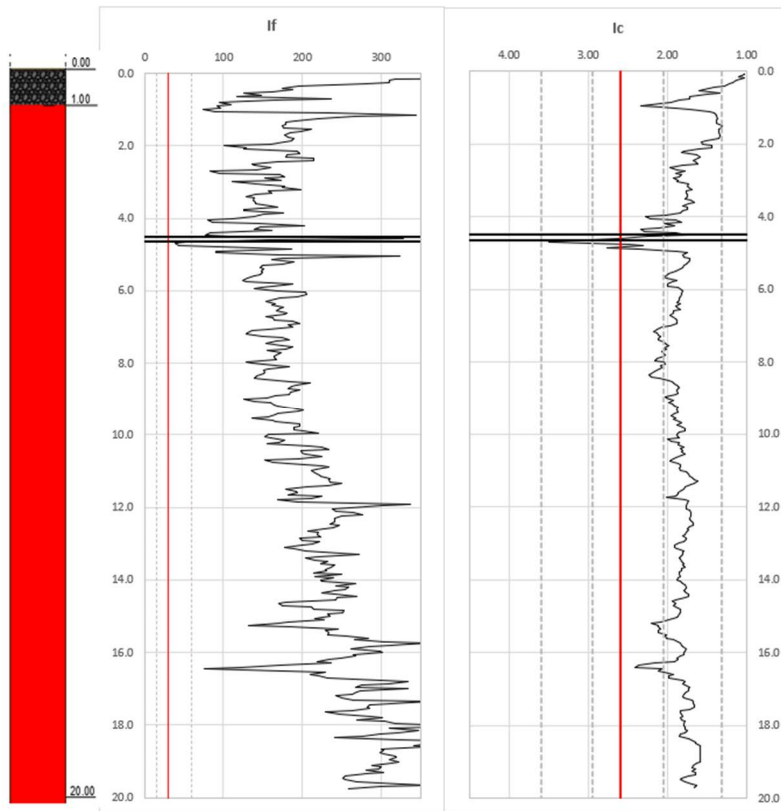


Figura 2.17 - CPT3 Indici If, Ic

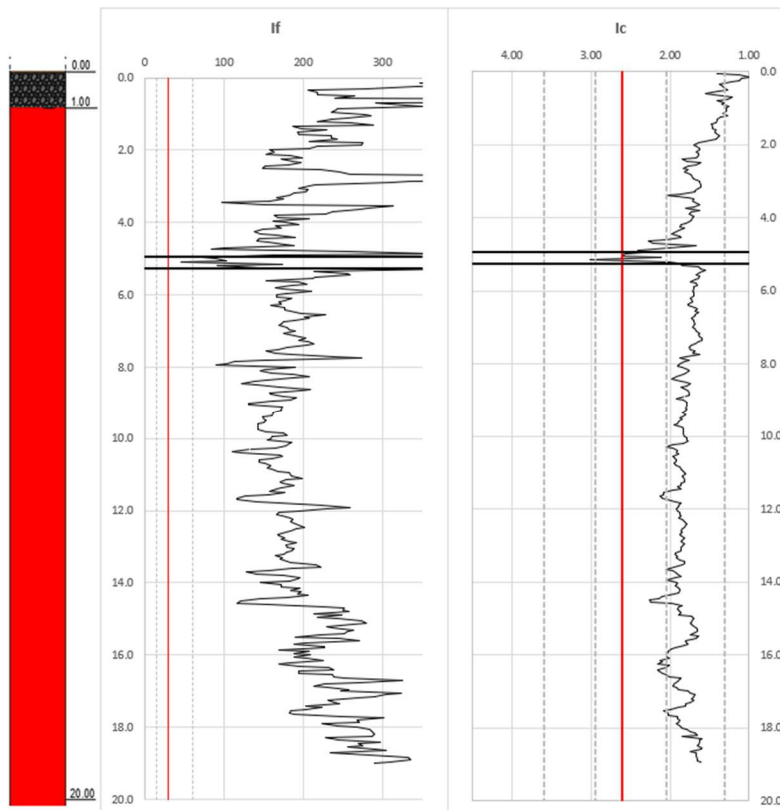


Figura 2.18 - CPT4 Indici If, Ic

Terminate le varie elaborazioni per la definizione della natura dei terreni, che ha confermato presenza di sabbie con uno strato di limo alla profondità di circa 4,50 metri, è stato possibile definire la stratigrafia della zona.

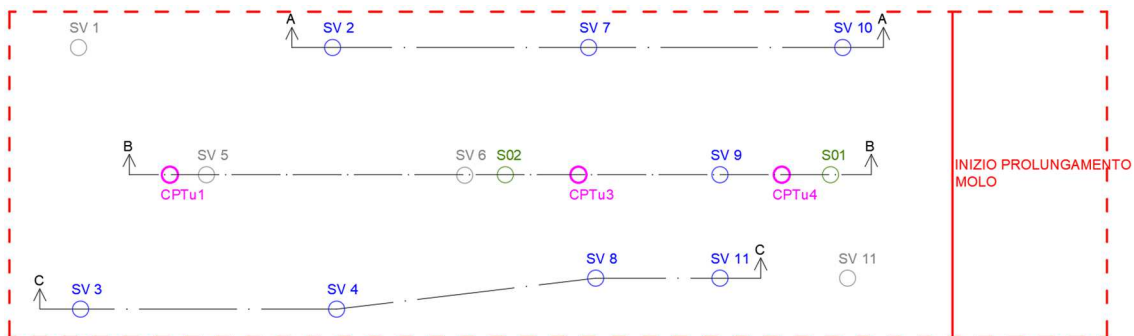
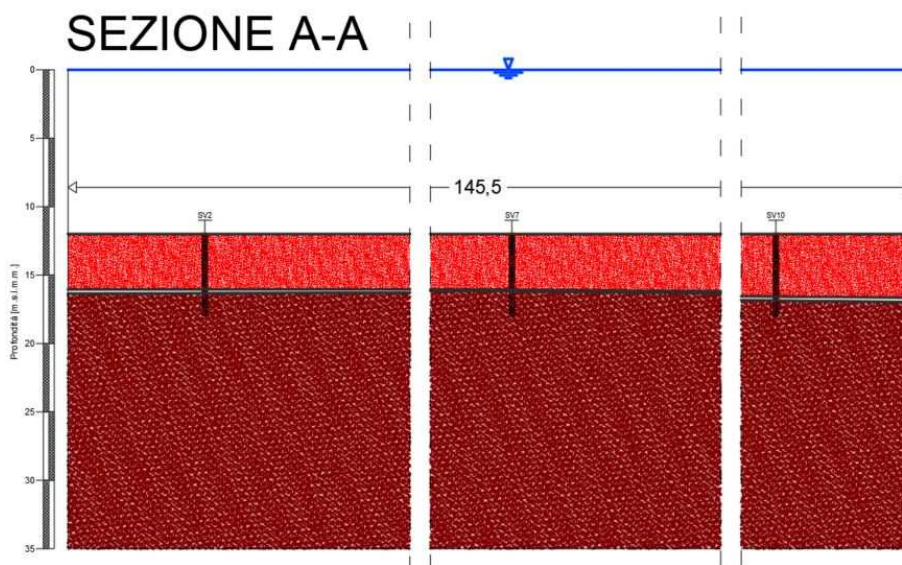


Figura 2.19 – Sezioni planimetria schematizzata



Per la caratterizzazione meccanica mediante CPT di è fatto riferimento alle seguenti relazioni:

DENSITA' RELATIVA (Baldi et al.)
$$D_r [\%] = \frac{1}{C_2} \times \ln \left(\frac{q_c}{C_0 \times (\sigma')^{C_1}} \right)$$

Valida per sabbie normal consolidate dove:

$C_0 = 157; \quad C_1 = 0,55; \quad C_2 = 2,41$

ANGOLO DI ATTRITO (Mayne)
$$\phi' [^\circ] = 17,6 + 11 \times \log \left(\frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sqrt{\sigma'_{v0} \times p_a}} \right)$$

Valida per sabbie non cementate

MODULO ELASTICO (Robertson)
$$E' [\text{Mpa}] = 0,015 \times [10^{(0,55 \times I_c + 1,68)}] \times (q_t - \sigma_{v0})$$

Valida per sabbie non cementate e per deformazioni dell'ordine del 0,1%

Di seguito sono riportati i risultati della caratterizzazione meccanica dei terreni pre-trattamento mediante CPT.

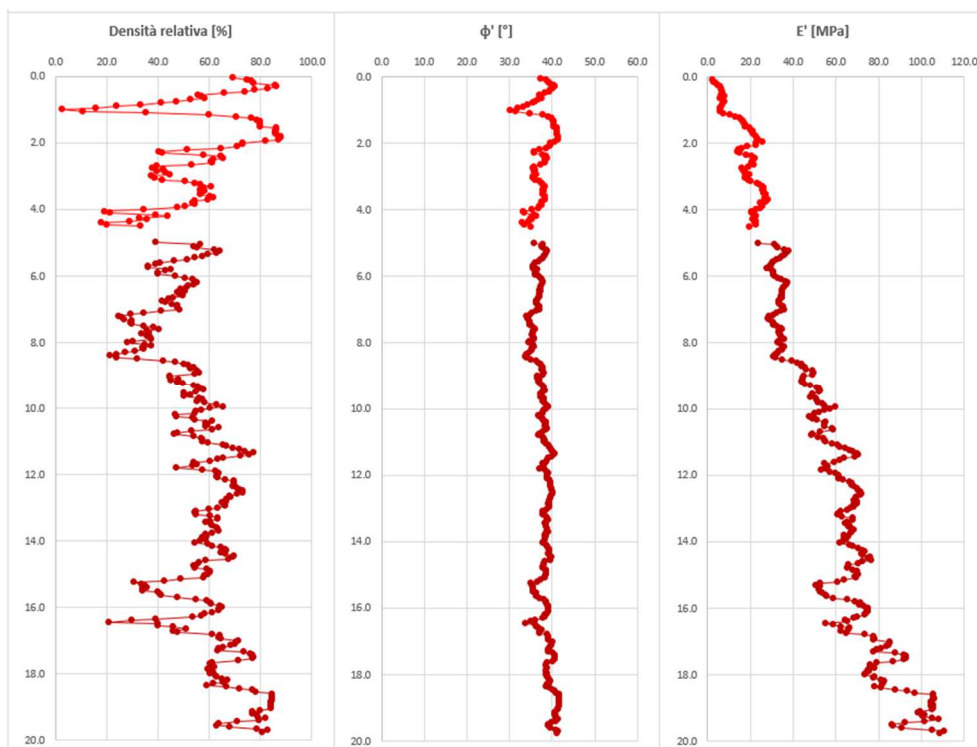


Figura 2.20 - Caratterizzazione meccanica CPT1

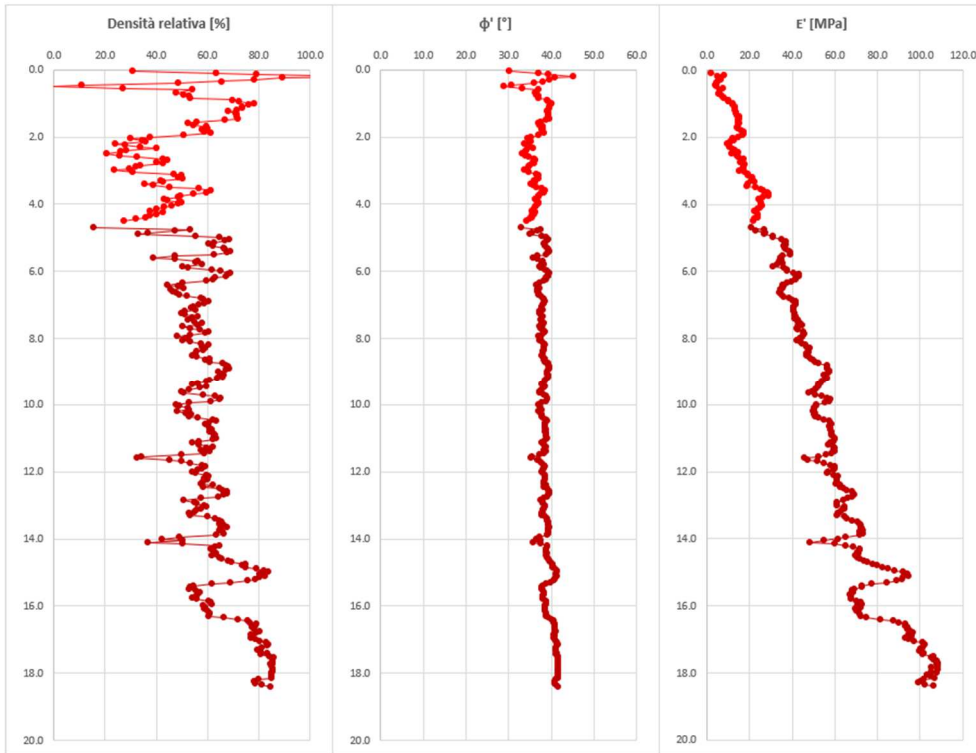


Figura 2.21 - Caratterizzazione meccanica CPT3

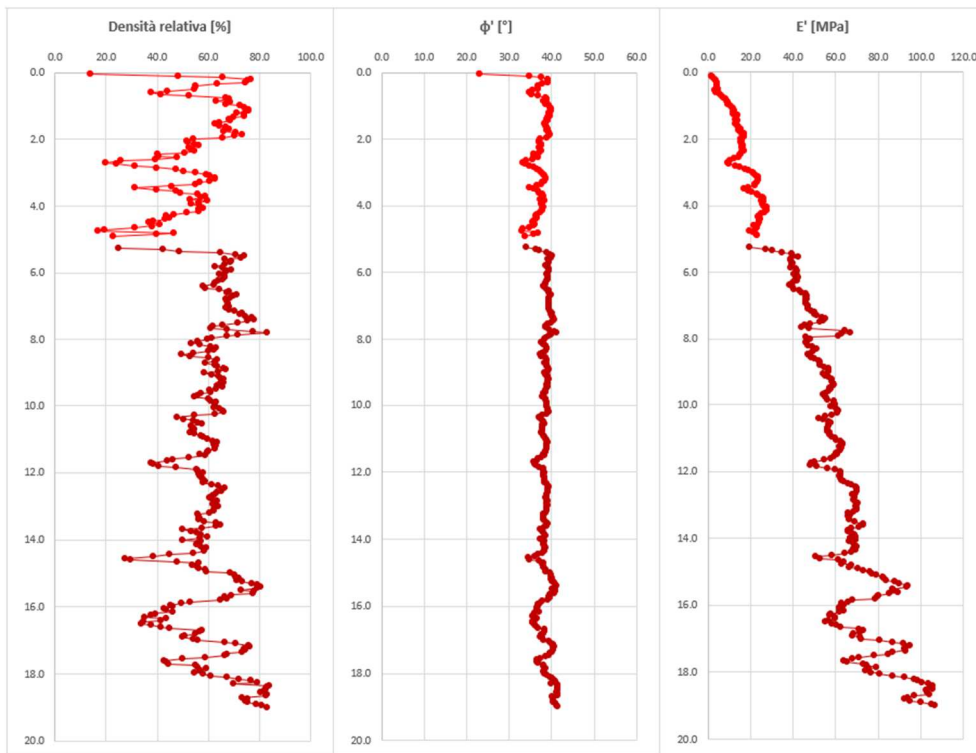


Figura 2.22 - Caratterizzazione meccanica CPT4

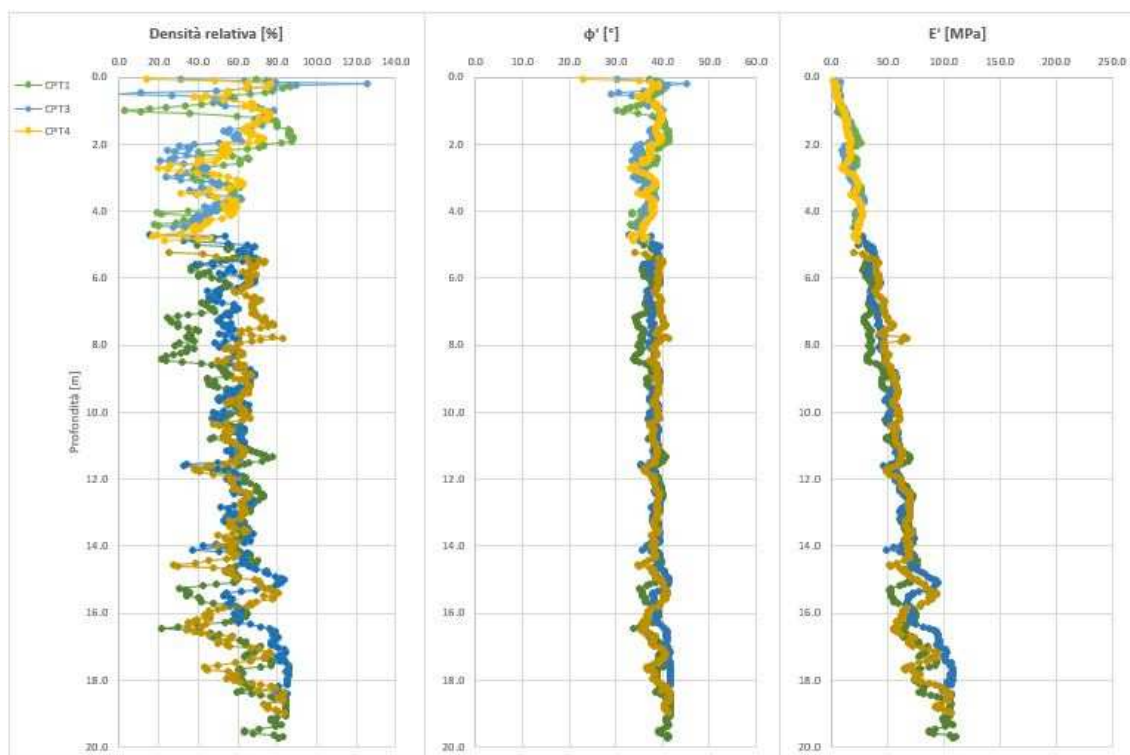


Figura 2.23 - Caratterizzazione geotecnica area pre-trattamento

Tabella 13 - Parametri meccanici terreno in situ

STRATIGRAFIA	Z [m]		Dr [%]	ϕ [°]	$E'_{0,1}$ [MPa]
	da	a			
SABBIA	0	7	45	38	0-40
SABBIA	7	-	50	38	40-100

Dai risultati ottenuti nella caratterizzazione meccanica dell'area in cui dovrà svilupparsi l'ampliamento del molo foraneo, è possibile concludere come il terreno di sedime non abbia caratteristiche adeguate all'opera che dovrà sostenere. In particolare, ponendo l'attenzione sulla rigidità del deposito, i bassi valori del modulo elastico, valutati a deformazione dello 0,1%, nei primi 7-8 metri di terreno indicano che sarà probabile l'insorgere di cedimenti incompatibili con la struttura.

2.4. Intervento di miglioramento dei terreni

A seguito della caratterizzazione meccanica dei terreni di fondazione presenti nell'area interessata dall'intervento che hanno evidenziato una bassa rigidità dei primi metri di terreno, sono state riscontrate delle criticità nel complesso strutturale legate al possibile insorgere di cedimenti: sia cedimenti immediati,

legati al peso della struttura, sia cedimenti non immediati, legati prevalentemente all'azione dinamica derivante dal moto ondoso, che, in virtù della non perfetta omogeneità delle caratteristiche lungo il tratto interessato dall'ampliamento, avrebbero potuto manifestarsi anche come cedimenti differenziali.

Per far fronte a tale problematica, si è deciso di optare per un intervento che mirasse al miglioramento delle caratteristiche meccaniche del terreno in situ e ottenere di conseguenza una diminuzione dei cedimenti attesi. Per raggiungere l'obiettivo individuato, si è deciso di intervenire tramite un intervento di vibro-flottazione esteso lungo tutta la dorsale del prolungamento del molo di sopraflutto per una profondità di 7 metri. L'area interessata dall'intervento di vibro-flottazione è di lunghezza 189 metri per una larghezza di 36 metri. L'intervento prevede la realizzazione di colonne granulari con maglia triangolare, di lato 2 metri, costituite di materiale granulare di pezzatura compresa tra 1 e 1,5 cm. L'apporto di materiale arido, per garantire il raggiungimento delle proprietà meccaniche previste, è del 20% del volume interessato dall'intervento e quindi di circa 9525 m³. Per determinare la geometria della maglia del trattamento, si è fatto riferimento al criterio secondo cui l'efficacia della vibro-flottazione decresce in direzione radiale all'aumentare della distanza del centro di infissione del vibroflot. Per determinare l'efficienza del trattamento in un determinato punto si assegna un valore ad ogni circonferenza concentrica con il punto di trattamento, denominato coefficiente di influenza, determinabile a partire dal grafico sottostante.

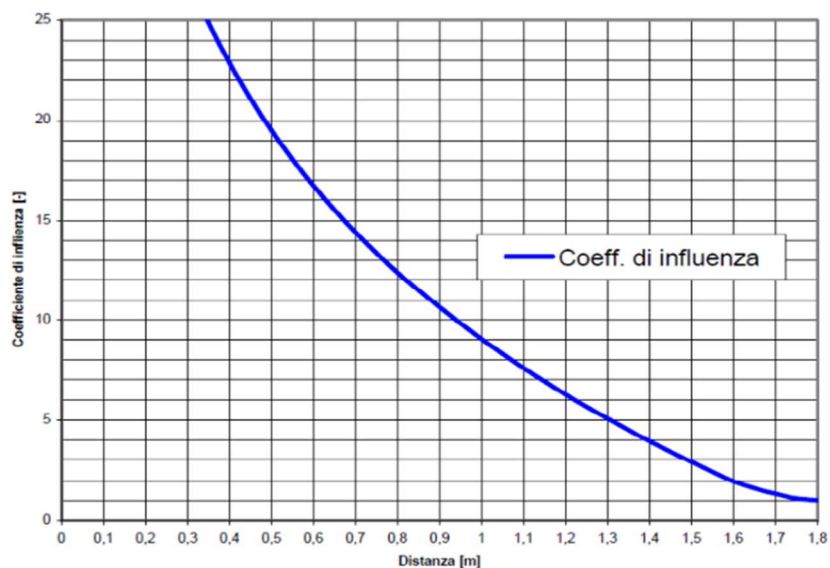


Figura 2.24 - Variazione coefficiente di influenza con la distanza dal centro della colonna

Quindi, una volta assegnati i vari coefficienti di influenza alle varie circonferenze concentriche relative ai punti sottoposti a vibro-flottazione, si può valutare l'efficacia del trattamento in un punto qualsiasi all'interno della zona sottoposta a trattamento assumendo come valido il principio di sovrapposizione degli effetti che permette di valutare l'efficacia del trattamento nel punto generico come somma dei coefficienti di influenza caratteristici delle circonferenze che si intersecano in quel punto. Questa valutazione permette di determinare la geometria complessiva del trattamento andando a valutare, tra le varie alternative possibili, quella che determina la massima efficienza nei punti interni alla maglia più distanti dai punti di applicazione del vibroflot. Su questo principio si è basata la scelta della maglia triangolare di lato 2 metri. La soluzione iniziale, individuata nel progetto preliminare, prevedeva una maglia quadrata di lato 2,5 metri caratterizzata da un coefficiente di influenza, nel punto più distante di 4; la proposta migliorativa, ovvero quella definitiva, con maglia triangolare di due metri ha permesso di ottenere un coefficiente di influenza nel punto più distante dalle colonne di 19,5.

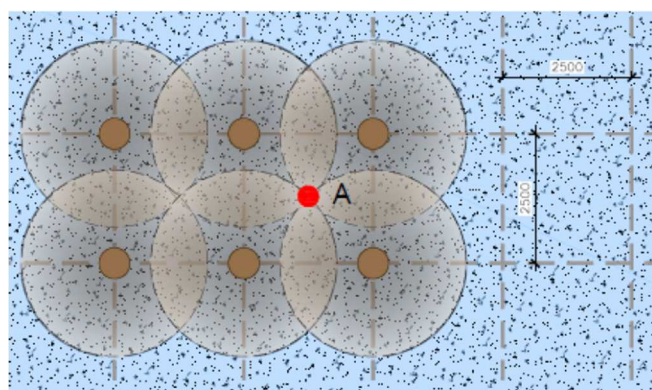


Figura 2.25 - Proposta iniziale - maglia quadrata 2,5m

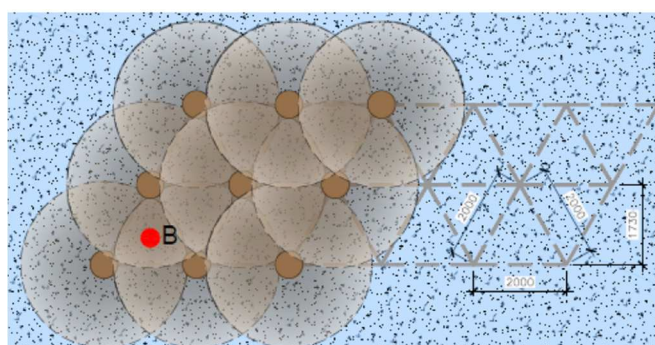


Figura 2.26 - Proposta migliorativa - maglia triangolare 2m

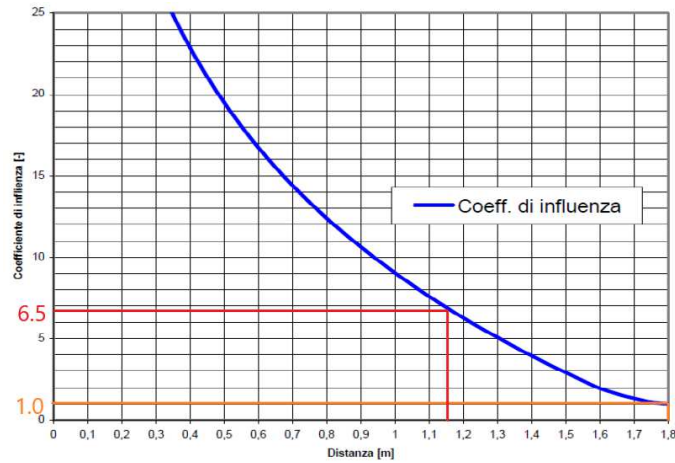


Figura 2.27 - Coefficienti influenza relativi alle due alternative

MAGLIA QUADRATA:

$$D = 1,8\text{m} \rightarrow CI = 1,0 \rightarrow A = 1 \times 4 = 4$$

MAGLIA TRIANGOLARE

$$D = 1,15\text{m} \rightarrow CI = 6,5 \rightarrow B = 6,5 \times 3 = 19,5$$

L'intervento è stato eseguito mediante l'impiego di motopontone, al di sopra del quale sono stati posizionati due escavatori idraulici a fune ciascuno dotato di due vibroflot così da poterli far lavorare contemporaneamente.

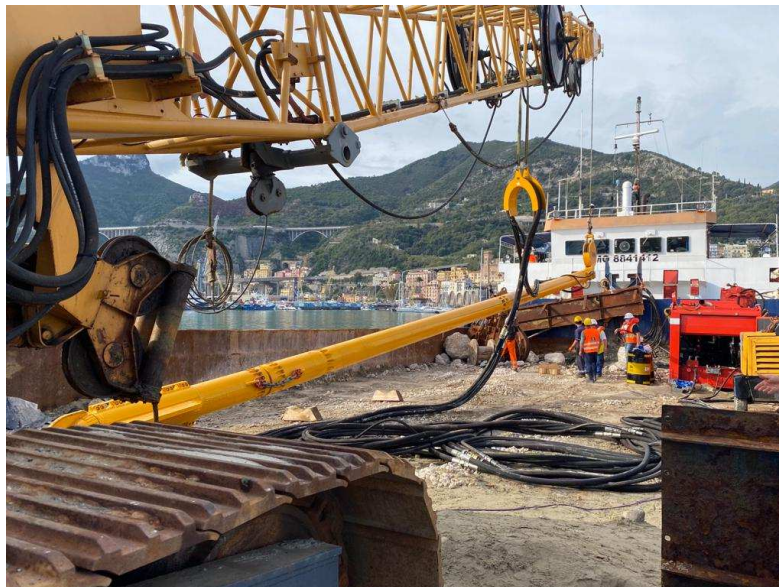


Figura 2.28 - Montaggio vibroflot

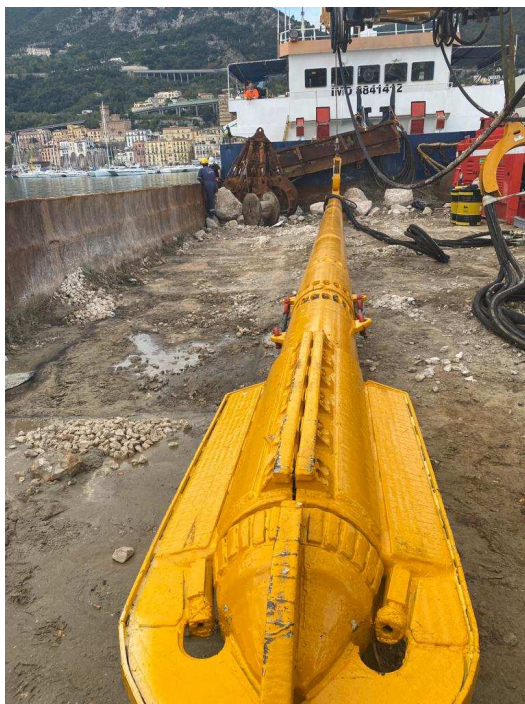


Figura 2.29 – Virboflot

2.5. Campo prova vibro-flottazione

Al fine di determinare la bontà del trattamento previsto e, eventualmente, apportare correzioni nelle modalità di applicazione e nel progetto del trattamento in generale al fine di incrementare l'efficacia, è stata prevista la realizzazione di un campo prova in una zona adiacente alla zona interessata dal progetto di ampliamento.

2.5.1. Descrizione intervento

Il campo prove è stato previsto nei pressi della banchina in cui verrà posizionato il pontone autoaffondante per la realizzazione dei cassoni, dove la profondità del fondale, -11 m.s.l.m.m., è prossima a quella della zona del prolungamento. Nell'area di intervento, di dimensioni 10 x 10 m e posta a 25 metri dalla banchina esistente, sono state realizzate 27 colonne, disposte a quinconce sui vertici di una maglia di lato 2 metri, con la stessa tecnica definita in fase di progetto ovvero vibro-flottazione nella modalità top-feed.



Figura 2.30 - Posizione campo prova

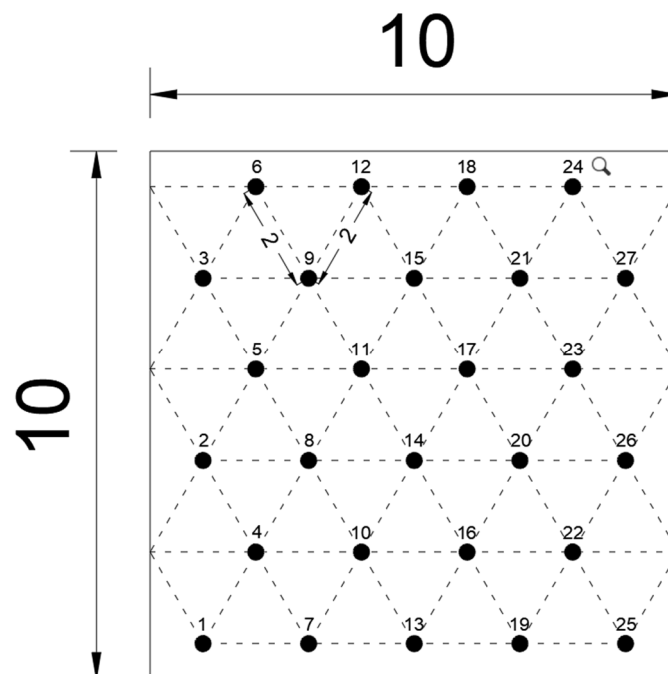


Figura 2.31 - Geometria colonne campo prova

Per effettuare le valutazioni sull'efficacia e adeguatezza della tecnica prescelta e sull'effettivo miglioramento delle proprietà meccaniche del terreno sono stati considerati i risultati delle prove geotecniche pre- e post- trattamento. Inoltre, essendo il numero di colonne realizzate nel campo prove non troppo elevato, un'ulteriore valutazione del trattamento è stata svolta tramite l'analisi di alcuni parametri acquisiti in continuo durante l'esecuzione delle colonne che risultano direttamente proporzionali alle resistenze offerte dal terreno e quindi rappresentative dello stato di addensamento.

Le prove eseguite per la caratterizzazione del terreno in situ e poi per la valutazione dell'efficacia del trattamento sono:

- 6 sondaggi geognostici carotaggio continuo
- 2 prove penetrometriche statiche CPT
- 5 prove penetrometriche dinamiche pesanti DPSH

Nell'immagine seguente si riporta la posizione dei punti di esecuzione delle varie prove.

BANCHINA

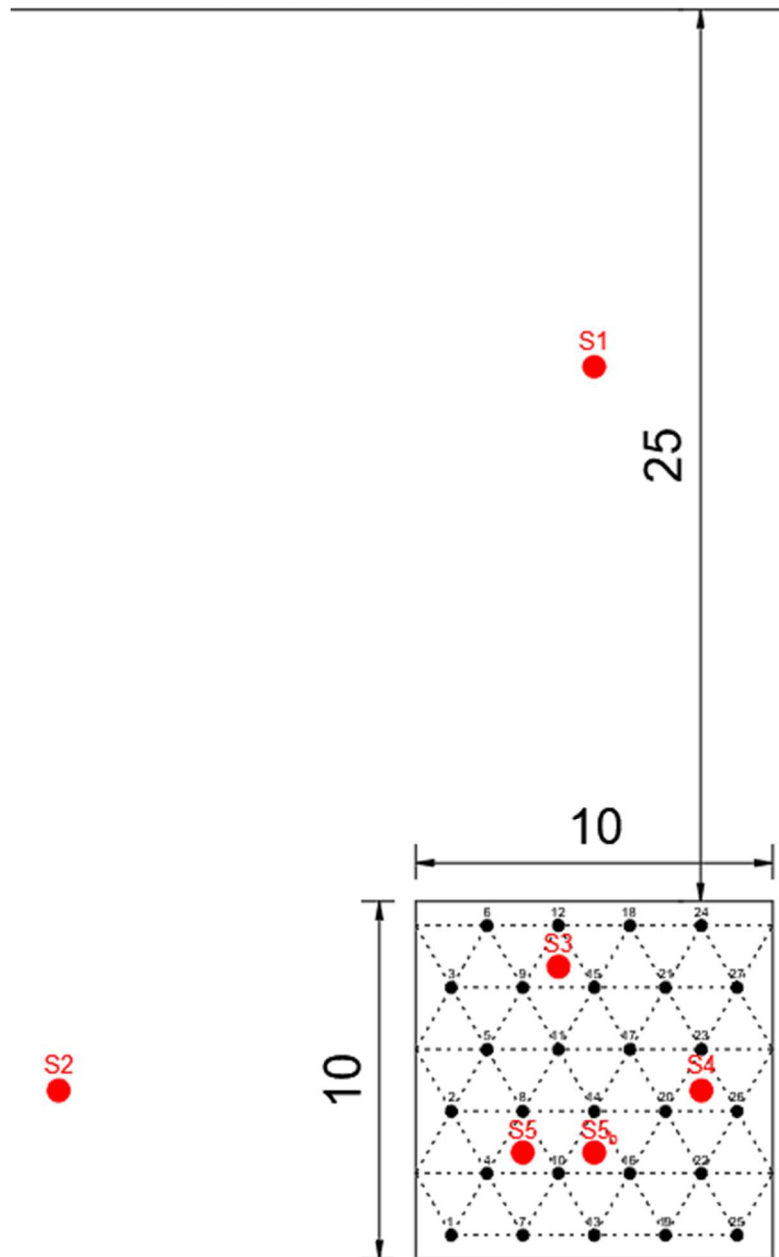


Figura 2.32 - Planimetria punti esecuzione prove geotecniche

Mentre i parametri acquisiti in continuo durante la realizzazione delle colonne sono:

- Profondità di infissione misurata dal livello medio del mare
- Tempo di esecuzione dell'infissione
- Pressione idraulica impressa dal vibroflot durante la penetrazione

2.5.2. Caratterizzazione del terreno in situ

In una prima fase si è effettuato il riconoscimento stratigrafico del terreno in situ e la relativa caratterizzazione meccanica dei terreni interessati dal trattamento. Queste valutazioni sono state svolte facendo riferimento alle prove in situ disponibili, nelle stazioni S1 e S2 della planimetria soprastante, nella zona esterna al campo prova così da creare il riferimento per le condizioni del terreno in situ pre-intervento. Le prove a disposizione sono 2 prove penetrometriche statiche CPT, 2 prove penetrometriche dinamiche pesanti DPSH.

Tabella 14 - Tabella riassuntiva prove in situ CAMPO PROVA

PROVA	N°	QUOTA FONDALE	PREFORO	PROFONDITA'
		[m.s.l.m.m.]	[m]	[m]
PRE - TRATTAMENTO				
CPT	1	-11.20	1.30	13.60
	2	-11.40	1.00	13.60
DPSH	1	-11.20	1.30	13.50
	2	-11.40	1.00	13.80
POST - TRATTAMENTO				
DPSH	3	-10.50	0.50	17.10
	4	-11.20	1.30	12.00
	5	-11.00	1.30	13.80

La caratterizzazione stratigrafica, ovvero la definizione delle formazioni presenti e della loro successione, è stata effettuata analizzando inizialmente i carotaggi a disposizione ed elaborando i risultati delle prove CPT e delle DMT.

I sondaggi sono a carotaggio continuo e realizzati mediante carotiere semplice di lunghezza 300 cm con diametro esterno 101 mm, munito di corona tagliente con inserti in Widia. I sondaggi realizzati nelle stazioni S1 e S2 sono stati eseguiti nell'area non interessata dagli interventi di vibro-flottazione, mentre i restanti sondaggi sono stati eseguiti nelle altre stazioni che ricadono nell'area in cui è stato realizzato il campo prova. Tutti i sondaggi sono stati spinti fino ad una profondità di circa 20 m dal fondale, tranne quello realizzato nella stazione S5-bis il quale ha raggiunto la profondità di circa 8 m.

I vari sondaggi hanno evidenziato una sequenza stratigrafica abbastanza omogenea caratterizzata nei primi 8-9 m da sabbie fini moderatamente addensate, seguite diversi strati limosi: in tutta la zona è presente un livello di limo argilloso sabbioso moderatamente consistente al di sotto del primo strato di sabbia, il quale è seguito da uno strato di limo argilloso moderatamente addensato all'interno del quale possono riscontrarsi lenti di limo sabbioso. Infine, al di sopra dello strato più profondo, costituito da dolomie farinose, vi sono lenti

di sabbie fini moderatamente addensate. Solo nei sondaggi all'interno del campo prova è possibile individuare un piccolo strato iniziale di ghiaie di natura calcarea, derivanti dall'apporto di materiale ghiaioso necessario al trattamento di vibrosostituzione effettuato. Di seguito si riportano le sequenze stratigrafiche, appena descritte, relative ai singoli sondaggi.

	Ghiaie eterometriche di natura calcarea
	Sabbie fini con rara presenza di inclusi litici calcarei. Materiale moderatamente addensato
	Limi argilloso sabbiosi. Materiale da moderatamente consistente a consistente
	Limi argilloso. Moderatamente consistente.
	Limi sabbiosi. Moderatamente consistente.
	Sabbie fini moderatamente addensate con intercalazioni di livelli di spessore 5-10 cm a granulometria argillosa
	Dolomie farinose, fratturate, talora compatte

Figura 2.33 - Legenda litotipi

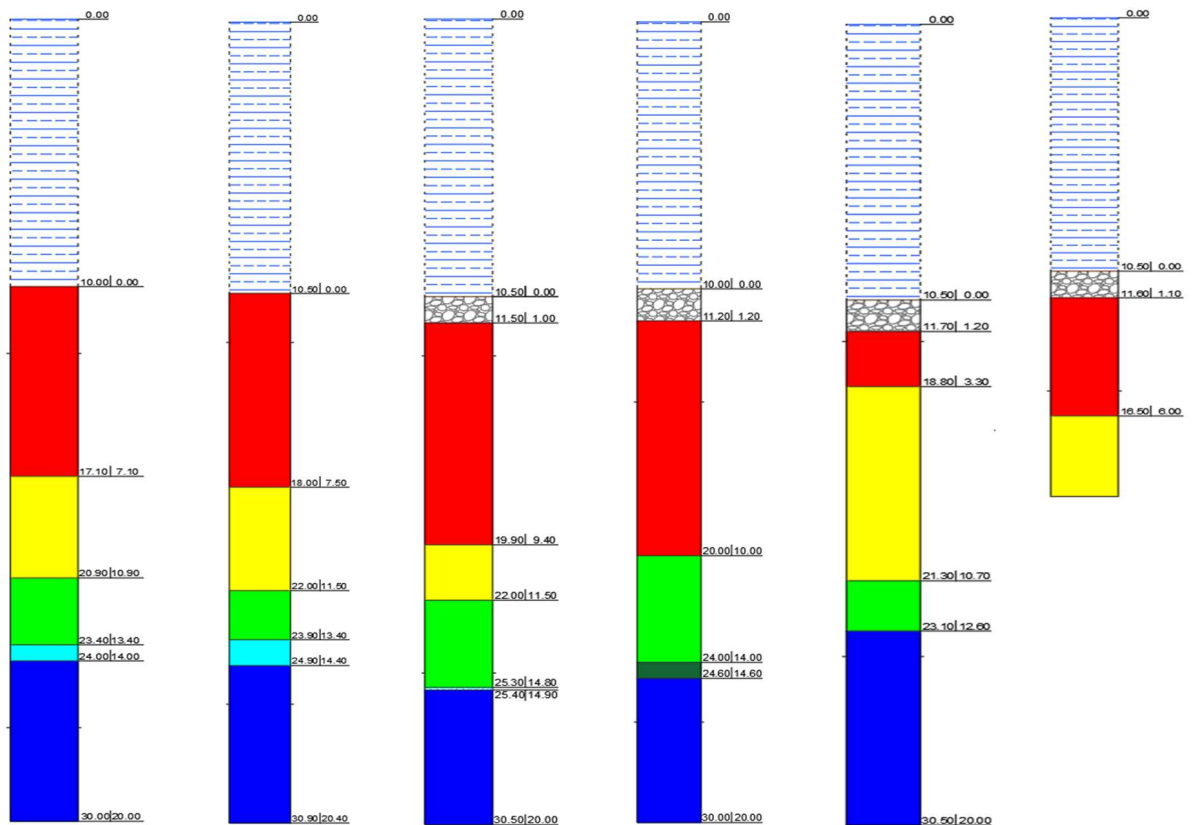


Figura 2.34 - Sondaggio – S1 – S2 – S3 – S4 – S5 – S5bis

A questo punto, sono stati elaborati ed analizzati i risultati delle prove in situ. Dopo aver individuato le formazioni presenti e la loro successione attraverso i sondaggi geognostici, si cerca di ricostruire con maggior precisione la stratigrafia.

A tal fine, inizialmente, si sono affiancati ai sondaggi gli andamenti con la profondità delle resistenze alla punta (q_c) e della resistenza laterale (f_t) così da poter individuare con maggior esattezza i passaggi di strato rispetto all'analisi visiva dei sondaggi. A partire dall'analisi degli andamenti della q_c e della f_t riusciamo ad individuare i passaggi da uno strato incoerente ad uno coerente attraverso l'individuazione di salti bruschi nei grafici, dovuti a valori di resistenze caratteristiche di diverso ordine di grandezza tra le due tipologie di terreni: in generale associamo valori elevati di resistenza alla punta alle sabbie mentre valori bassi alle argille.

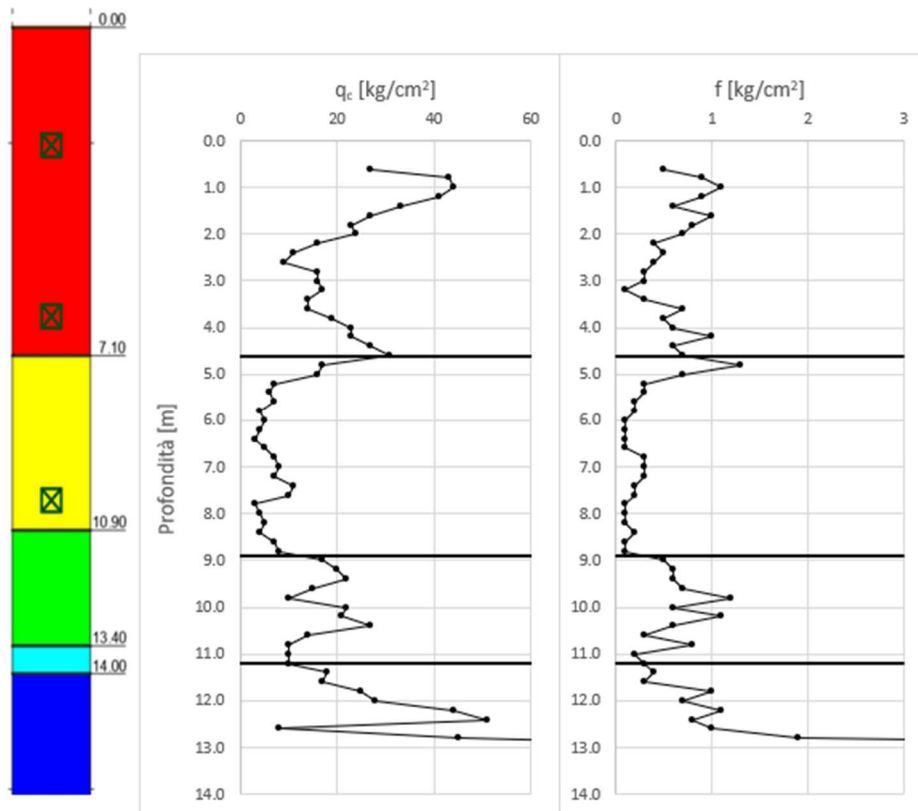


Figura 2.35 - CPT1 andamento q_c -z/ f -z

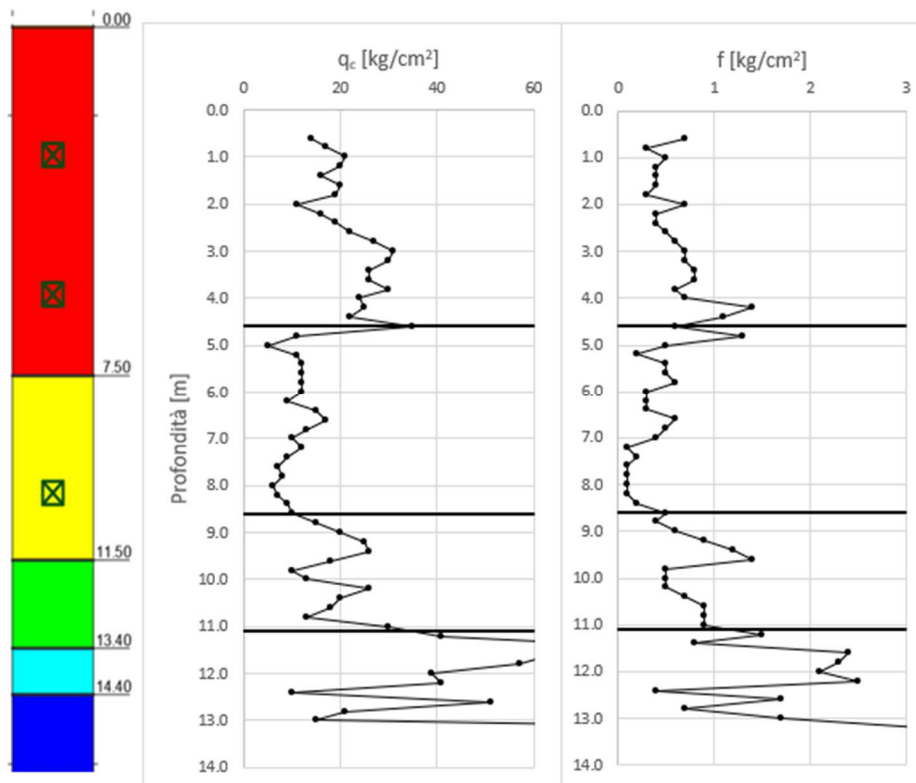


Figura 2.36 - CPT2 andamento qc-z/f-z

Da questo primo confronto è stato possibile individuare che lo strato più superficiale di sabbia è caratterizzato da uno spessore leggermente inferiore a quanto individuato dall'analisi dei sondaggi e che gli strati sottostanti hanno spessori un po' maggiori. A fronte del fatto che le prove CPT a disposizione sono solo 2 e ricadenti entrambe nella zona esterna al campo prova, non è stato possibile effettuare questa valutazione in tutte le stazioni: nelle stazioni ricadenti nel campo prova si è fatto riferimento ad un indice di caratterizzazione dei terreni derivato dalla prova DMT.

Quindi la fase di riconoscimento stratigrafico viene completata con la definizione di alcuni indici caratteristici che permettono di individuare la tipologia di terreno presente ad ogni profondità. Dai dati ottenuti dalla CPT è possibile ricavare l'indice di attrito I_f e l'indice di comportamento I_c . Dai dati ottenuti dalla DMT è possibile definire l'indice di materiale I_D . Di seguito vengono riportate le formulazioni per ricavare i vari indici e in successione i risultati ottenuti per la classificazione in questione.

Indice di attrito:
$$I_f = \frac{q_c}{f_s}$$

TERRENO	If
Torbe e arg. Org.	<15
Limi ed argille	15-30
Limi sab. e sab. limose	30-60
Sabbie	>60

Indice di comportamento: $I_c = \sqrt{(3,47 - \log Q)^2 + (1,22 + \log F)^2}$

dove $Q = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}; \quad F = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100$

TERRENO	Ic
Terreni organici	>3.60
Argille	2.95-3.60
Ter. a matrice limosa	2.60-2.95
Ter. a matrice sabbiosa	2.05-2.60
Sabbie	1.31-2.05
Sabbie e ghiaie	<1.31

Indice di materiale: $I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0}$

dove p_0 e p_1 sono rispettivamente la prima e la seconda lettura corrette, determinabili a partire dalle misurazioni effettuate tramite la strumentazione e corrette mediante formulazioni dipendenti da parametri caratteristici della strumentazione impiegata, e u_0 è la pressione neutra pre-inserimento

Terreno	Id
Argilla	<0.6
Limo	0.6-1.8
Sabbia	1.8

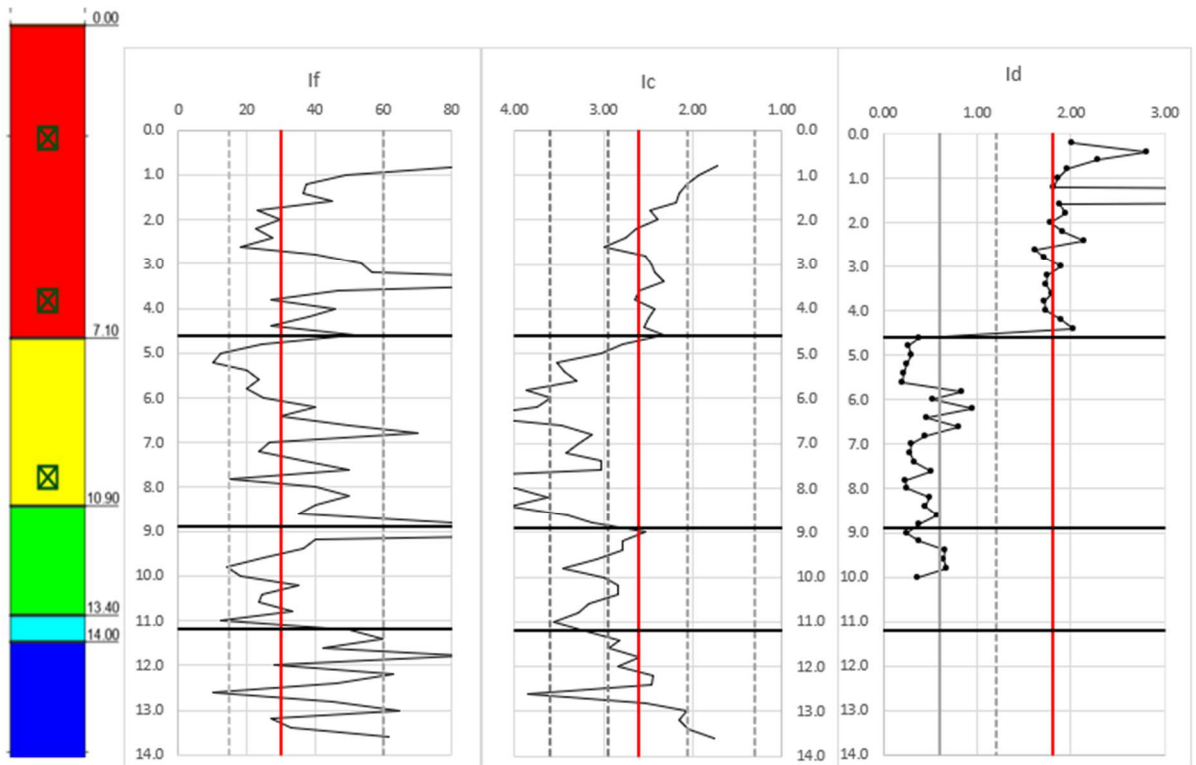


Figura 2.37 - S1 Indici If, Ic, Id

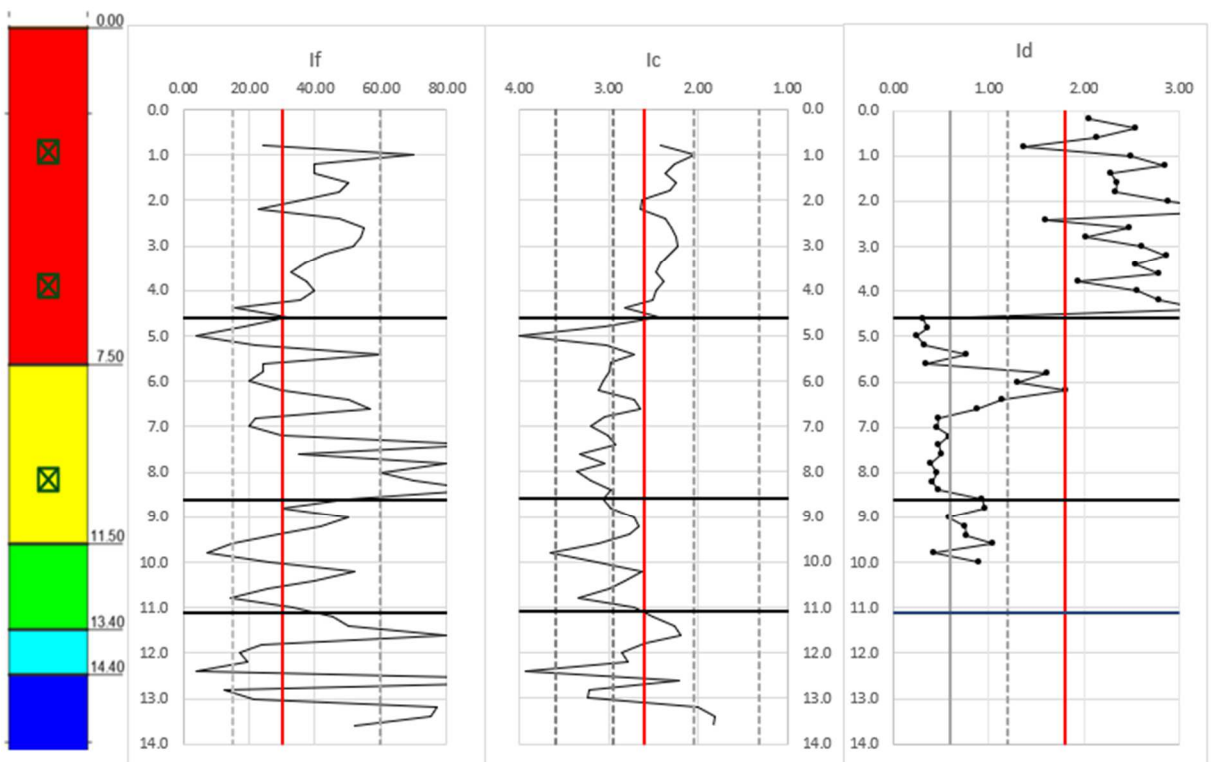


Figura 2.38 - S2 Indici If, Ic, Id

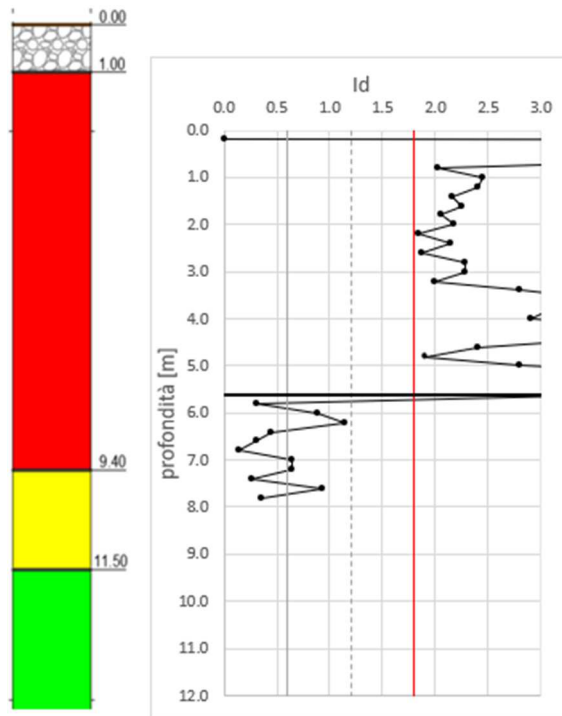


Figura 2.39 - S3 Indice Id

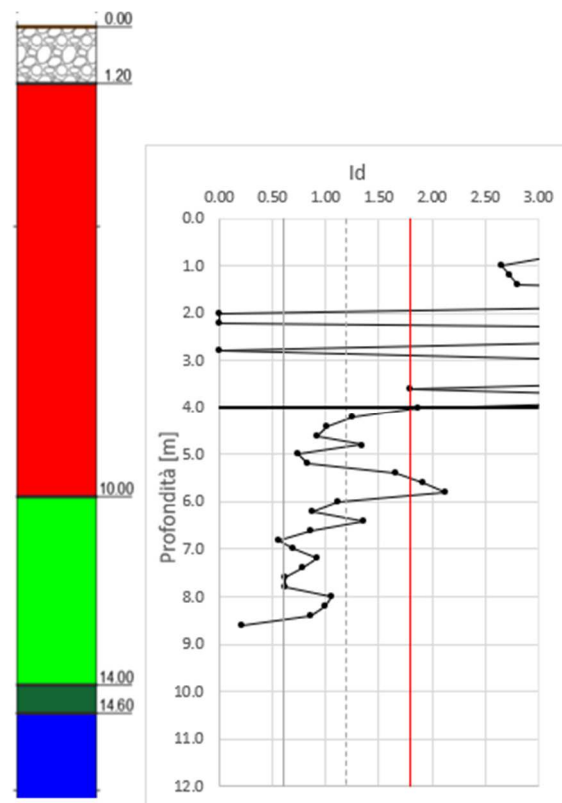


Figura 2.40 - S4 Indice Id

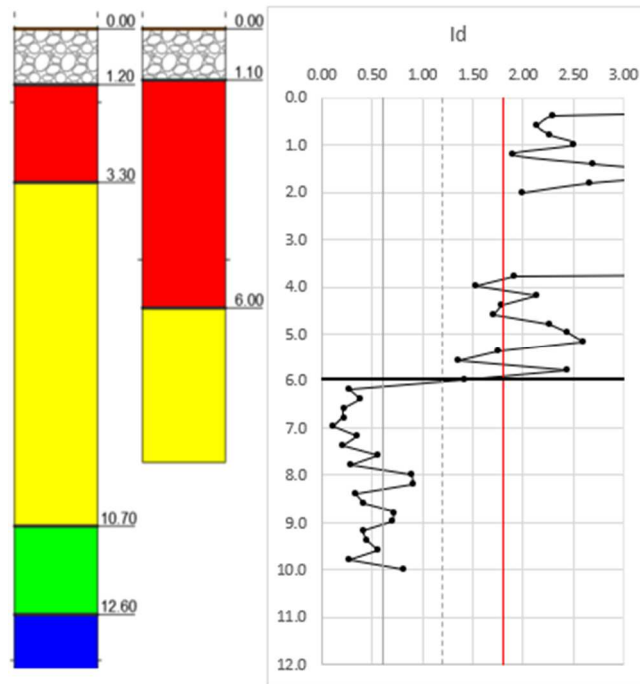


Figura 2.41 - S5 Indice Id

Attraverso la definizione di questi tre indici è stato possibile confermare nelle prime due stazioni la sequenza stratigrafica individuata dal confronto tra CPT e sondaggi ed inoltre individuare la stratigrafia in maniera più accurata anche nelle stazioni S3, S4 e S5 in cui non sono disponibili prove CPT. Di seguito si riportano le varie sezioni in cui si individua la sequenza stratigrafica finale.

BANCHINA

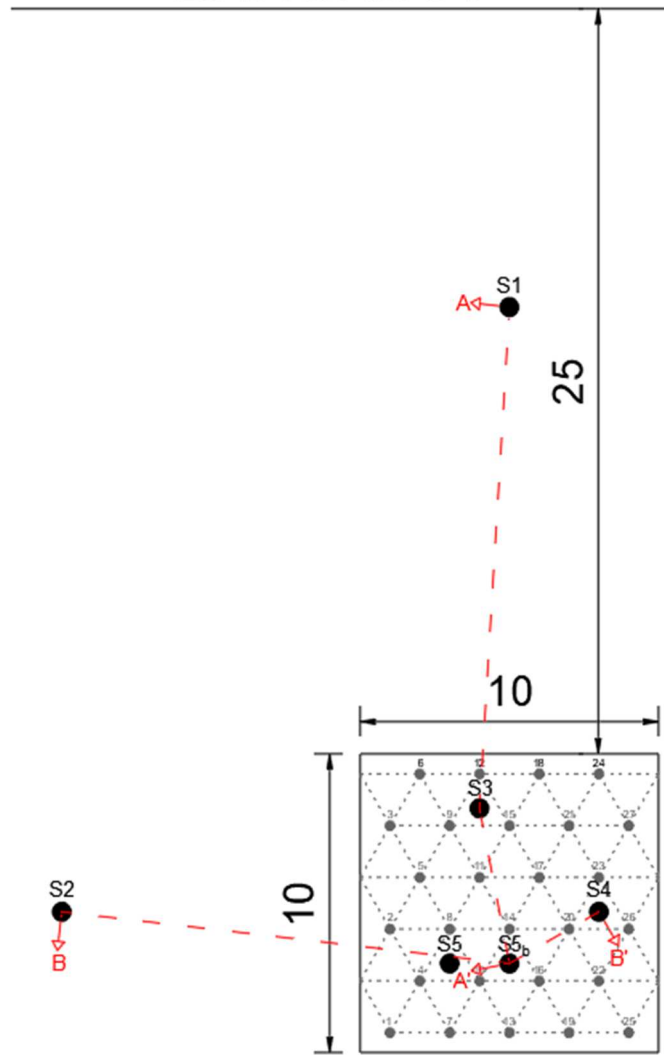


Figura 2.42 - Sezioni planimetria

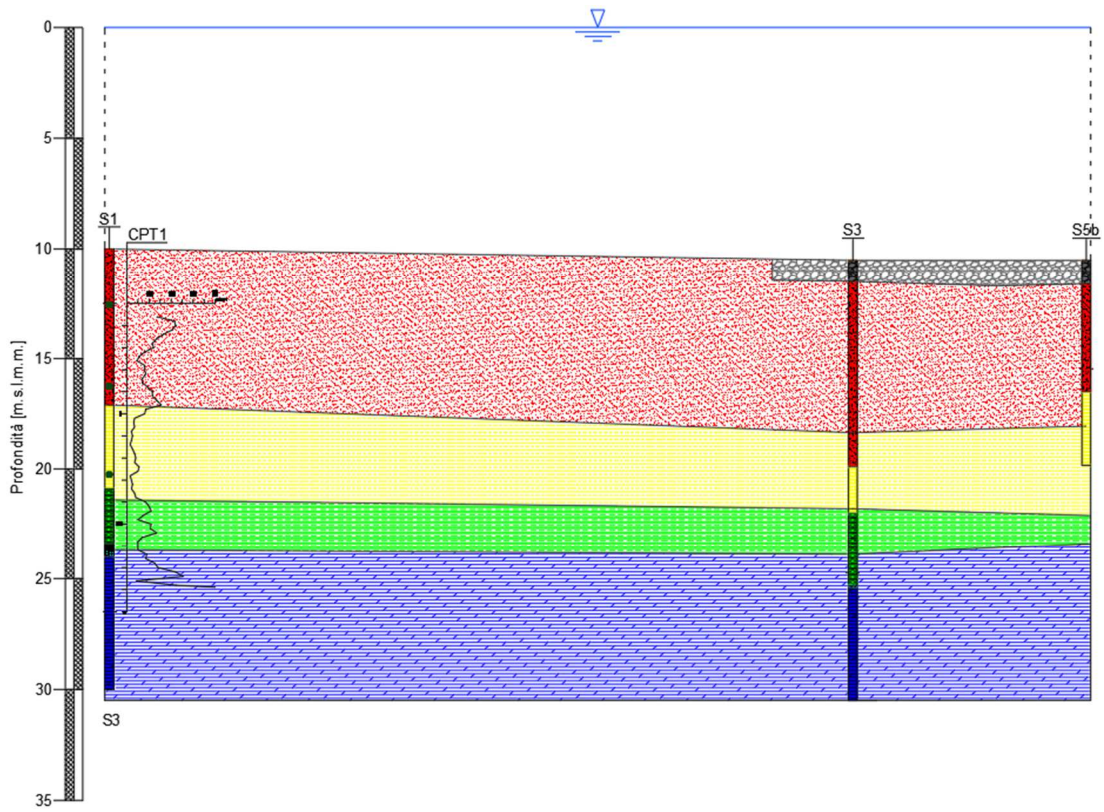


Figura 2.43 - SEZIONE A-A'

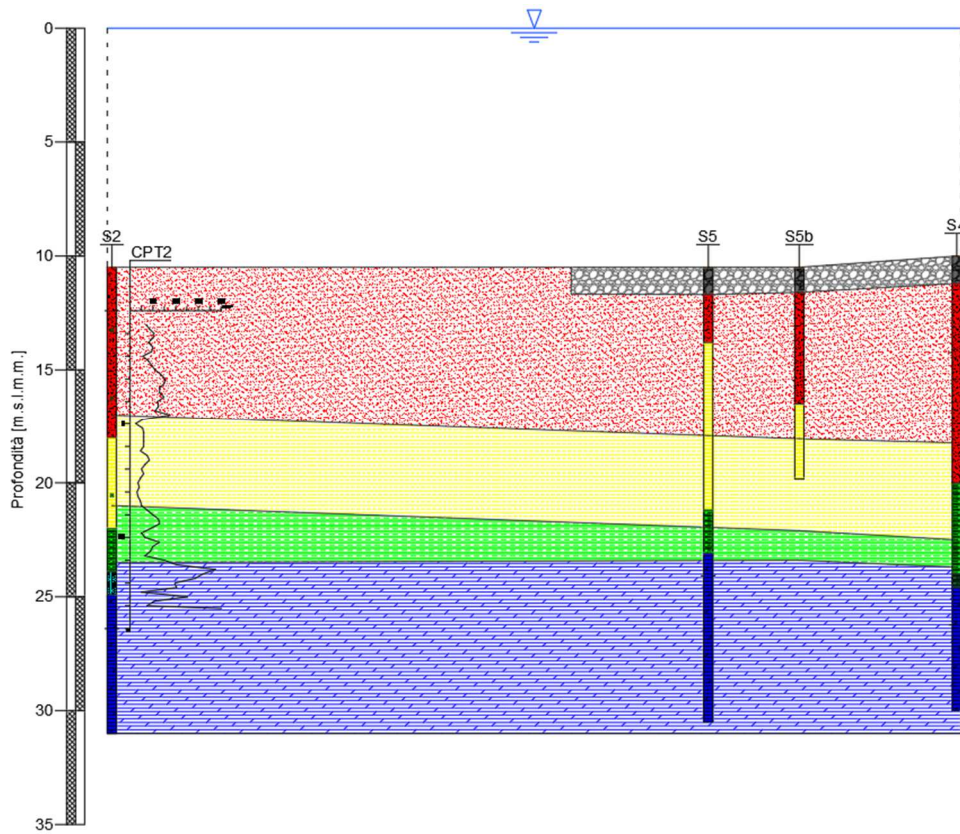


Figura 2.44 - SEZIONE B-B'

Quindi, attraverso ulteriori elaborazioni delle stesse prove, si è completata la caratterizzazione dei terreni presenti andando a ricavarne alcune proprietà meccaniche. In particolare ci si è soffermati nello strato incoerente più superficiale, sabbia mediamente addensata, in quanto è lo strato direttamente interessato dall'intervento di miglioramento tramite vibro-sostituzione e in cui si dovrà definire se il trattamento è stato efficace. Per questa caratterizzazione, tuttavia, si è posta l'attenzione prevalentemente alle prove penetrometriche dinamiche pesanti DPSH in quanto questa prova è stata svolta in tutte le stazioni, a differenza della CPT che è disponibile solo nelle prime due stazioni, e quindi più utile per un confronto diretto tra i risultati pre e post trattamento. Essendo, il terreno interessato dal trattamento, un terreno granulare le proprietà caratteristiche a cui si è fatto riferimento per la valutazione dell'efficacia della vibro-sostituzione sono angolo di attrito, densità relativa e modulo elastico.

Per la caratterizzazione meccanica mediante DPSH si è fatto riferimento alle seguenti relazioni:

$$\text{DENSITA' RELATIVA (Skempton)} \quad Dr [\%] = \left[\frac{N_{SCPT}}{32 + 0,288\sigma'} \right]^{0,5}$$

Relazione valida per sabbie fini e grossolane

$$\text{ANGOLO DI ATTRITO (Schmertman)} \quad \varphi' [^\circ] = 26 + 0,14 Dr$$

Relazione valida per sabbie e ghiaie in generale

$$\text{MODULO EDOMETRICO (Schmertman)} \quad E [\text{Mpa}] = 3 \times R_p$$

Relazione valida per le sabbie in genere

Dove:

$R_p = 4 \times N_{cspt}$ è la resistenza media della punta nello strato

$N_{cspt} = 15$ se $N_{spt} < 15$, altrimenti $N_{cspt} = 15 + (0,5 \times (N_{spt} - 15))$ numero di colpi medio nello strato

N_{spt} è il numero di colpi misurato durante l'esecuzione della prova

Di seguito sono riportati i risultati della caratterizzazione meccanica dei terreni pre-trattamento mediante DPSH.

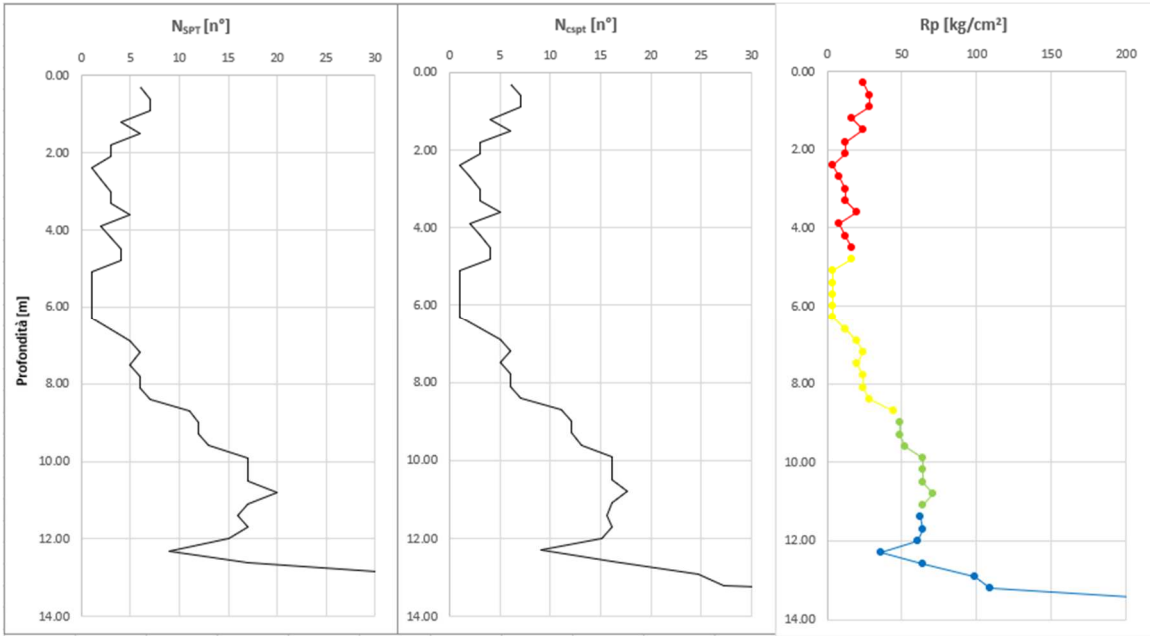


Figura 2.45 - Caratterizzazione meccanica S1

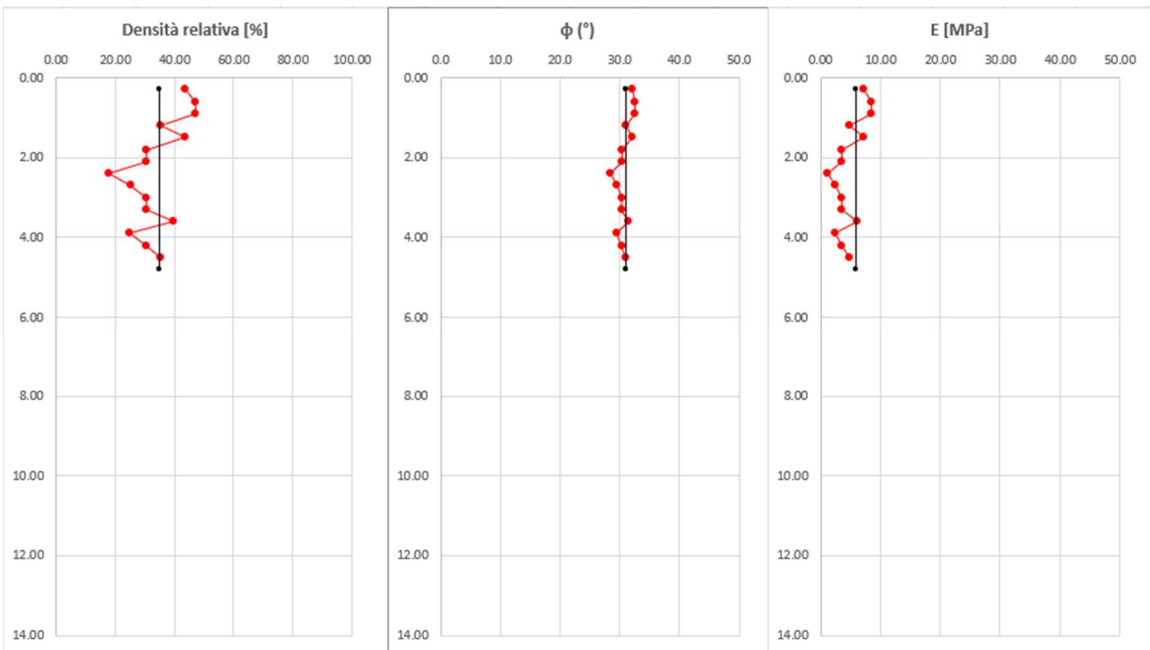


Figura 2.46 - Caratterizzazione meccanica S1

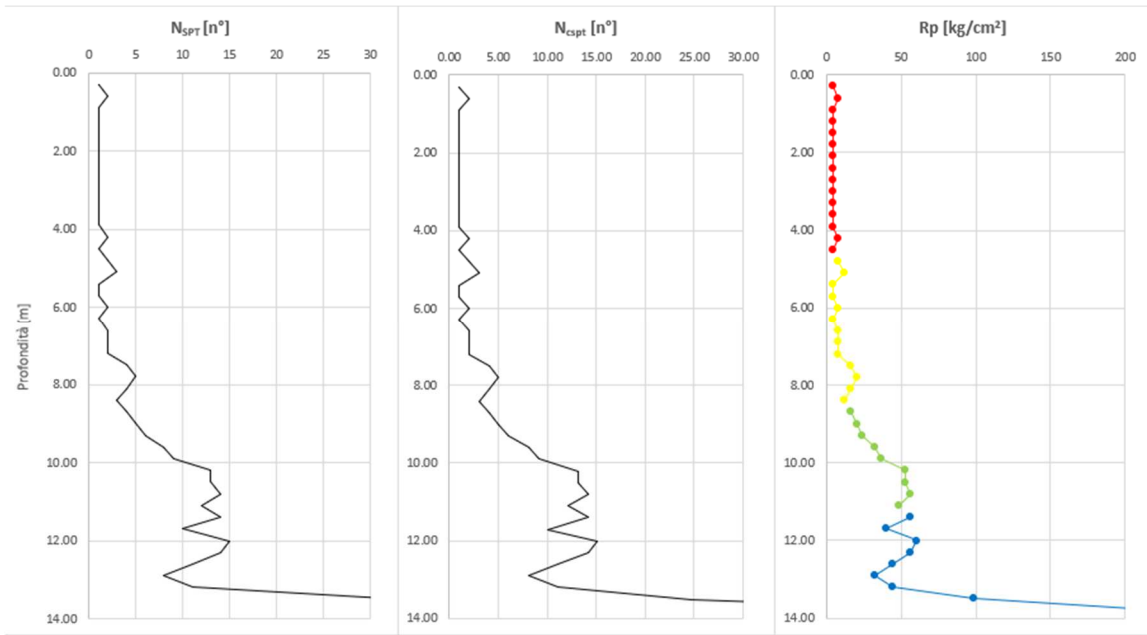


Figura 2.47 - Caratterizzazione meccanica S2

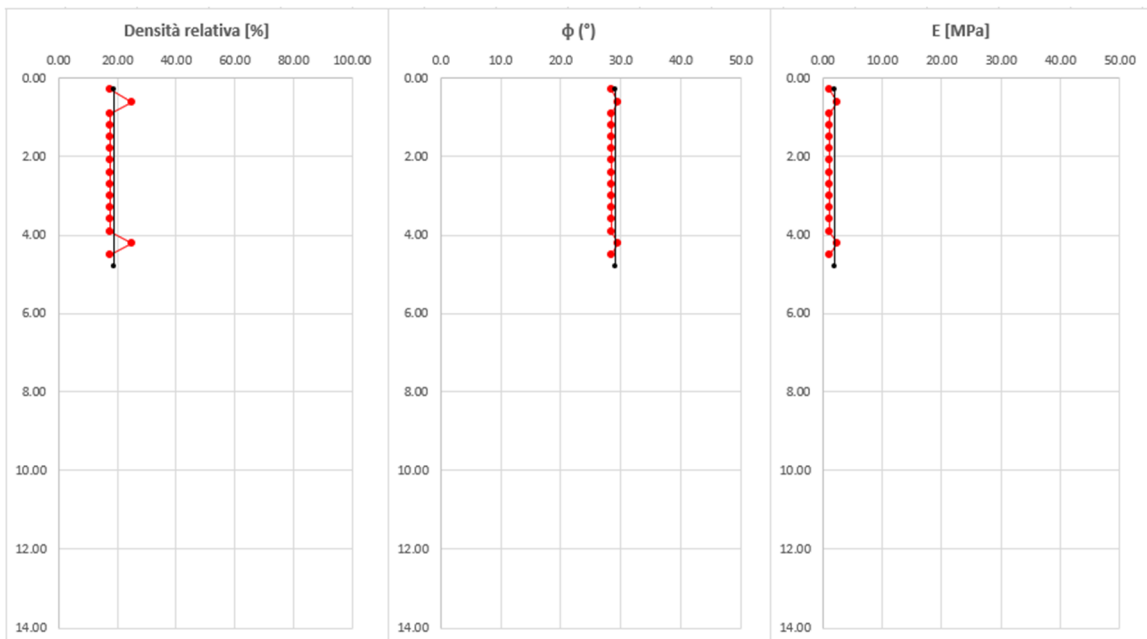


Figura 2.48 - Caratterizzazione meccanica S2

2.5.3. Valutazione dell'efficacia del trattamento

Per valutare l'efficacia del trattamento e l'adeguatezza della tecnologia prescelta, inizialmente si è caratterizzato meccanicamente lo strato di sabbia trattato nella zona del campo prova tramite elaborazione delle prove DPSH disponibili nelle stazioni ricadenti nella zona trattata, si è effettuato il confronto con i medesimi parametri definiti per la zona non sottoposta a miglioramento. Infine si sono analizzati alcuni parametri acquisiti in continuo durante l'esecuzione delle colonne.

Per la caratterizzazione meccanica dello strato di sabbia più superiore si è fatto riferimento alla prova DPSH, i cui risultati sono stati elaborati facendo riferimento alle stesse relazioni definite nel capitolo precedente. Di seguito i riportano i risultati ottenuti.

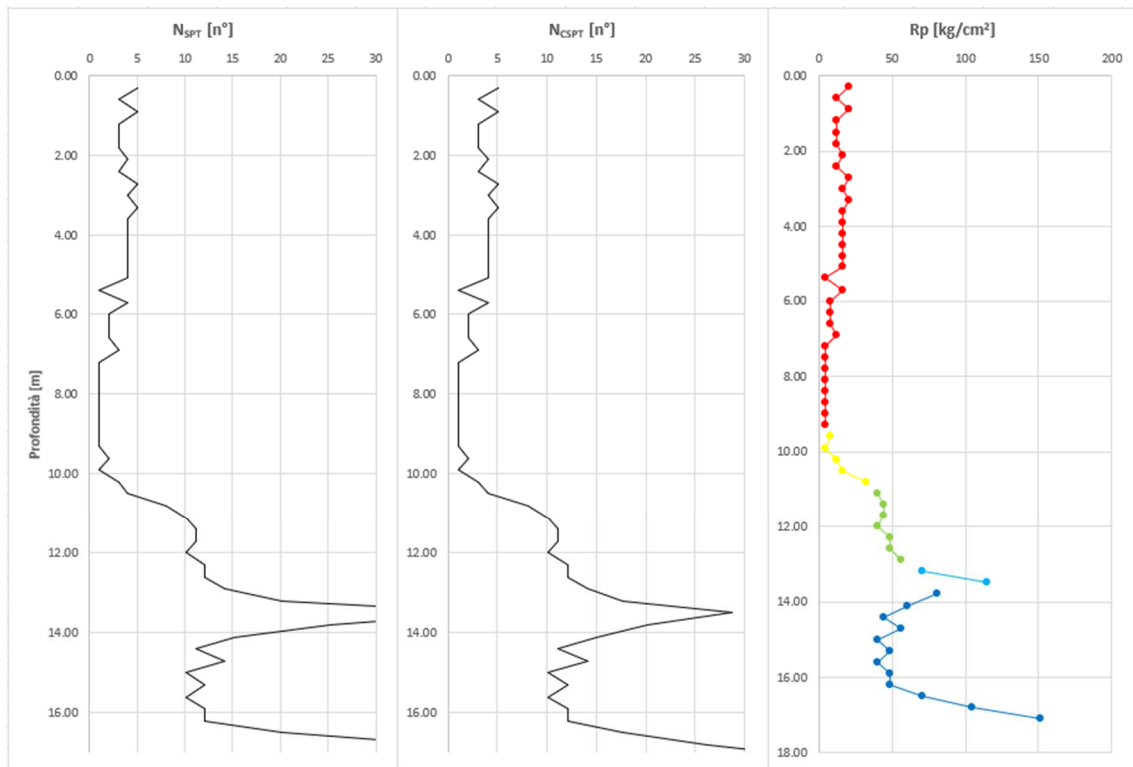


Figura 2.49 - Caratterizzazione meccanica S3

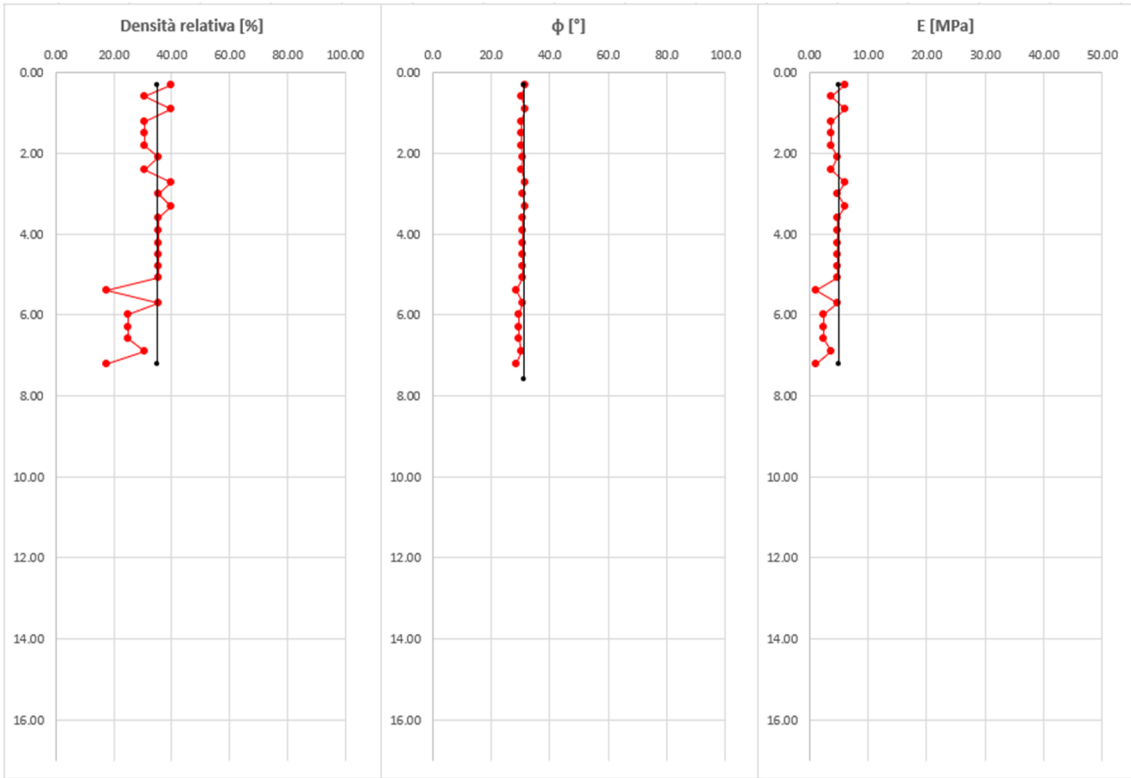


Figura 2.50 - Caratterizzazione meccanica S3

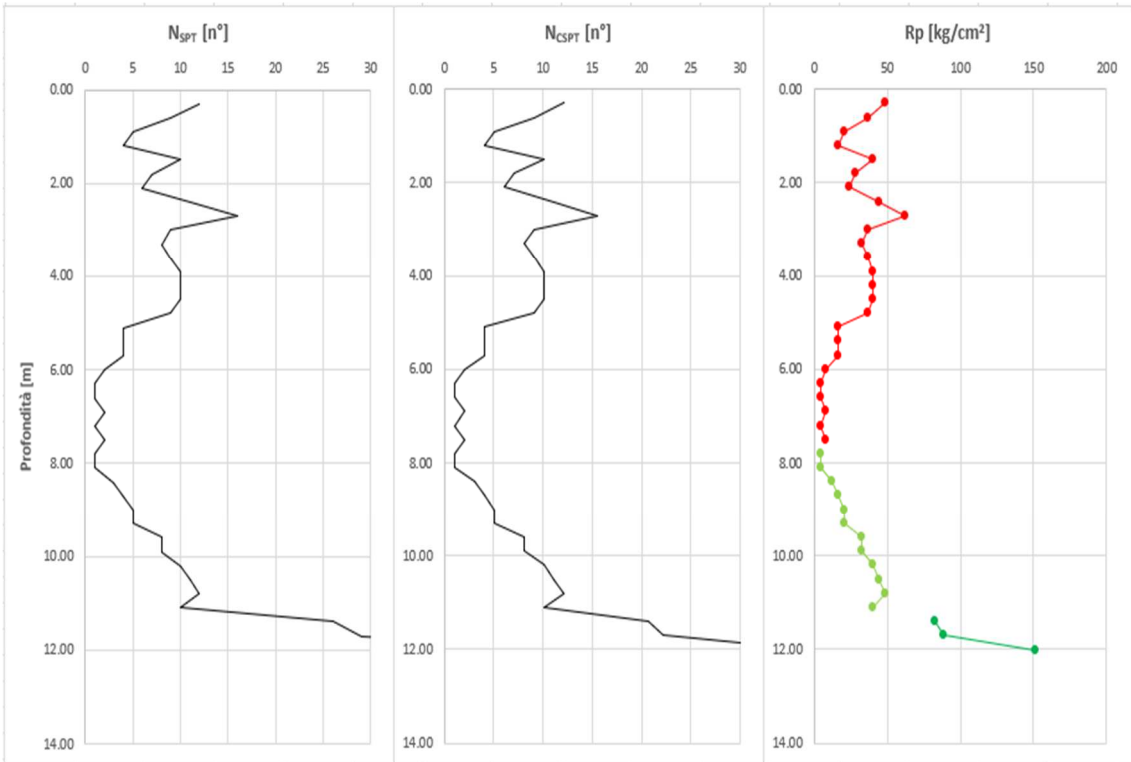


Figura 2.51 - Caratterizzazione meccanica S4

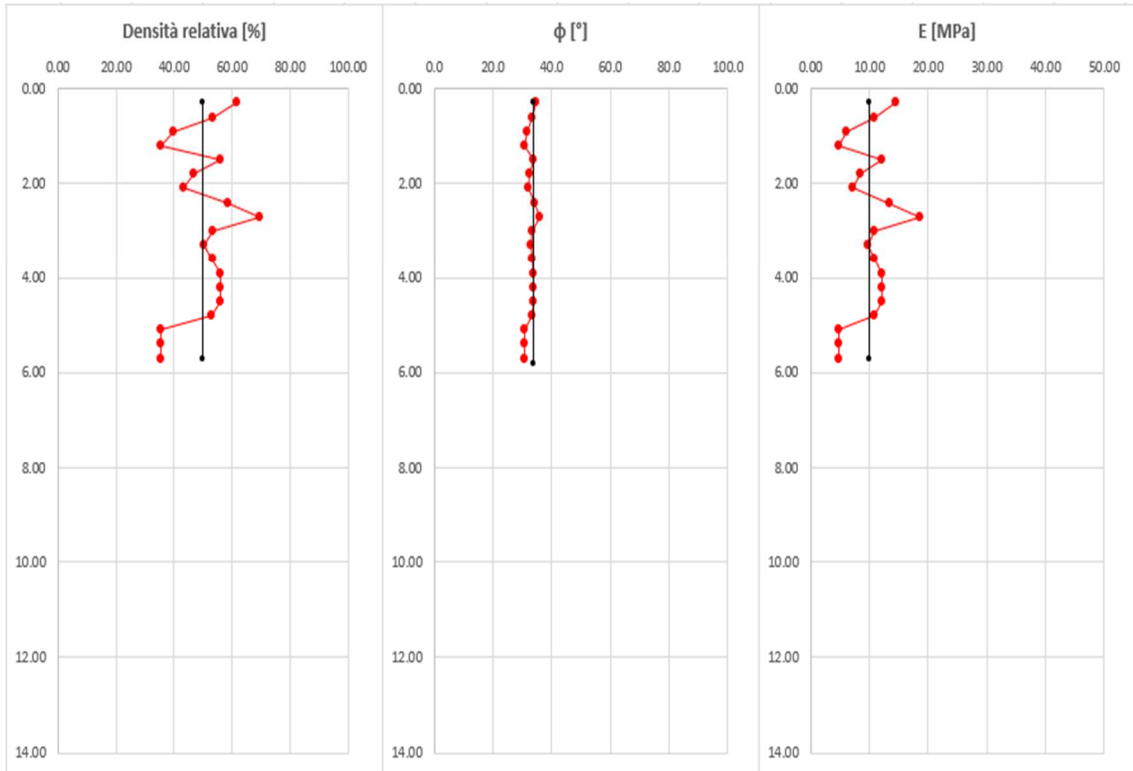


Figura 2.52 - Caratterizzazione meccanica S4

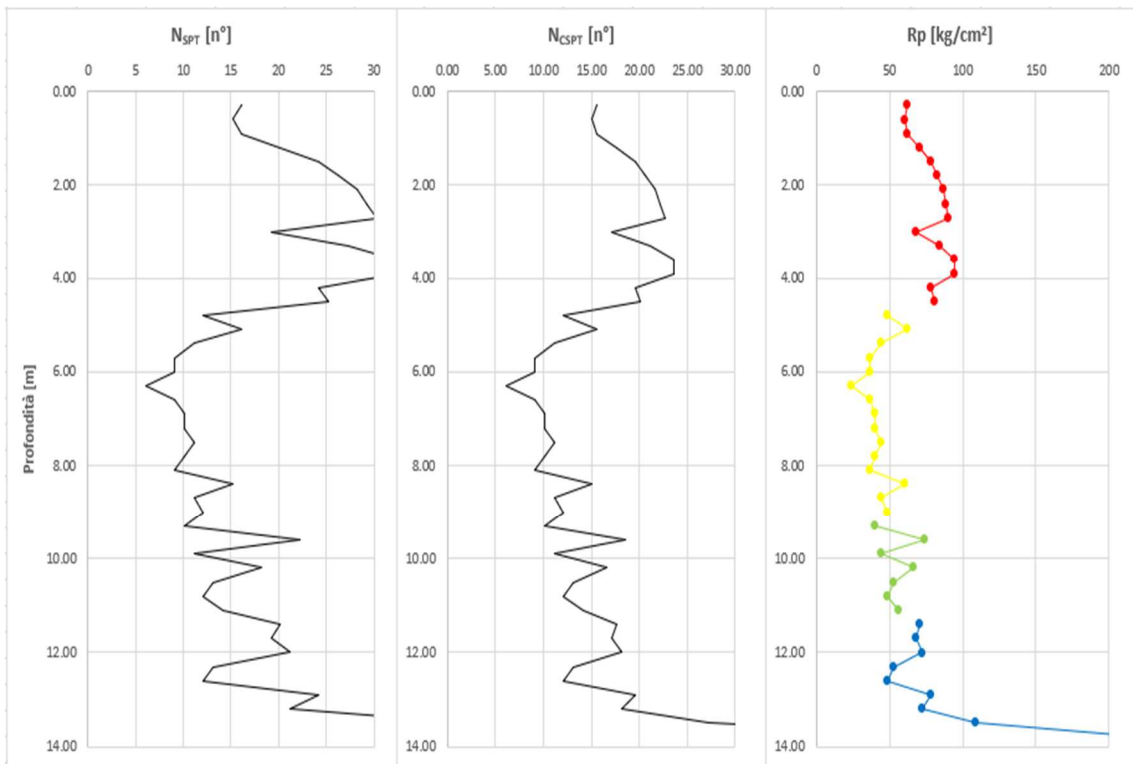


Figura 2.53 - Caratterizzazione meccanica S5

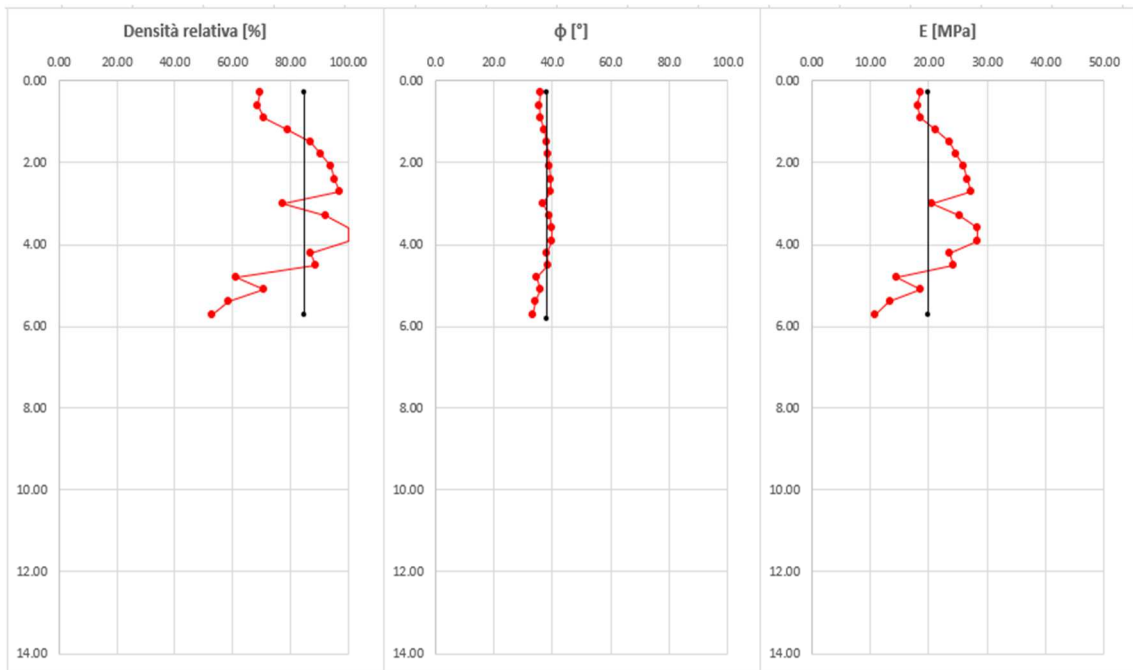


Figura 2.54 - Caratterizzazione meccanica S5

In conclusione alla caratterizzazione meccanica viene effettuato il confronto delle proprietà meccaniche definite pre e post trattamento.

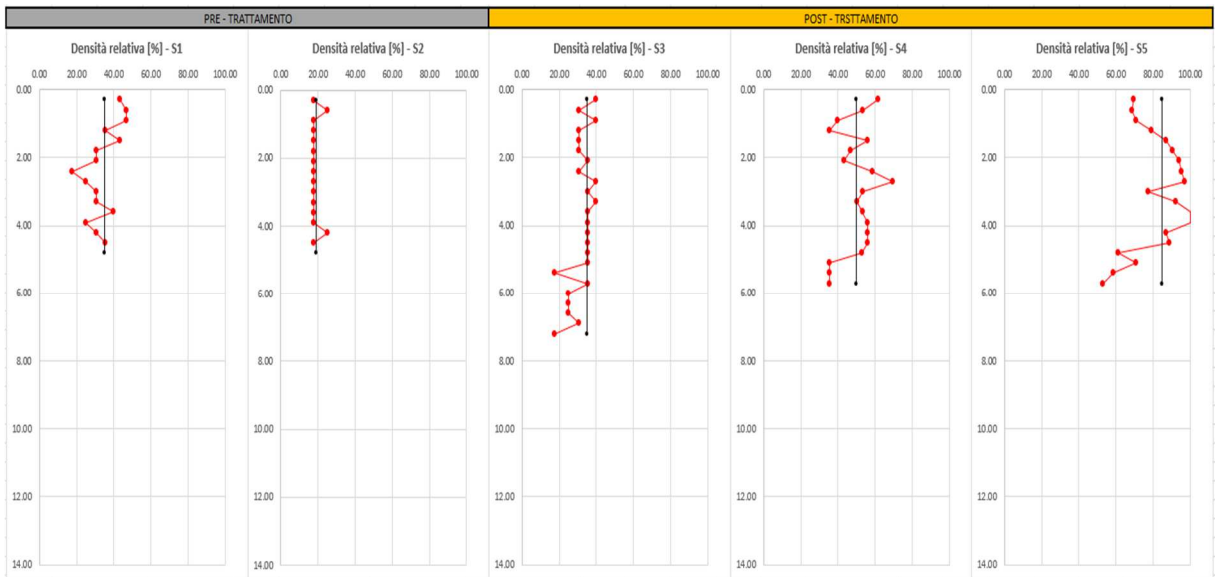


Figura 2.55 - Confronto Densità relativa

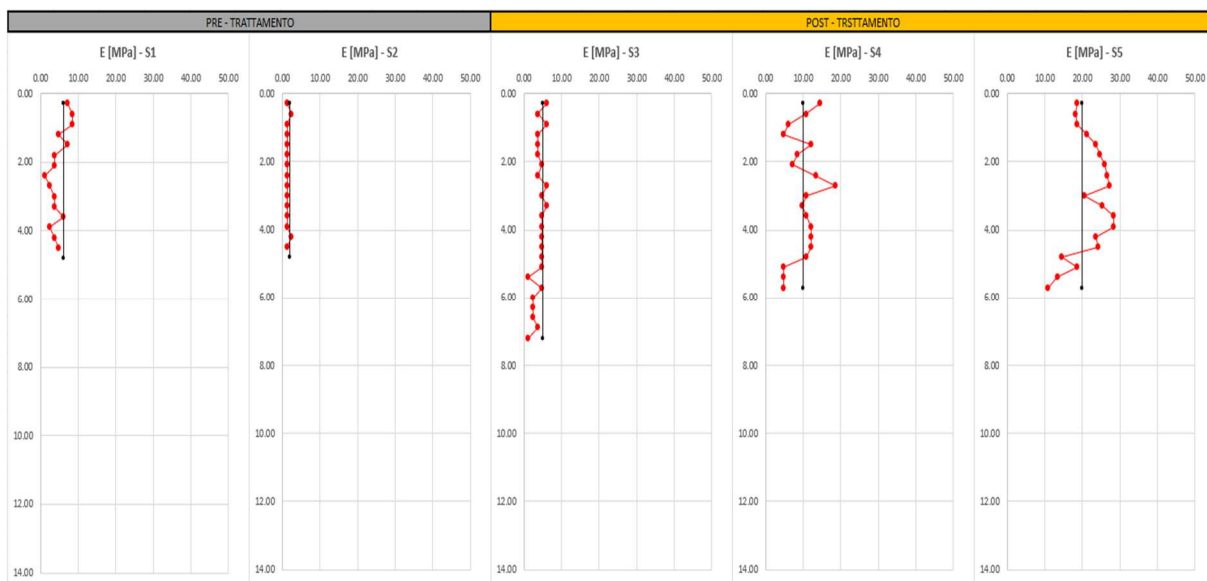


Figura 2.56 - Confronto Modulo elastico

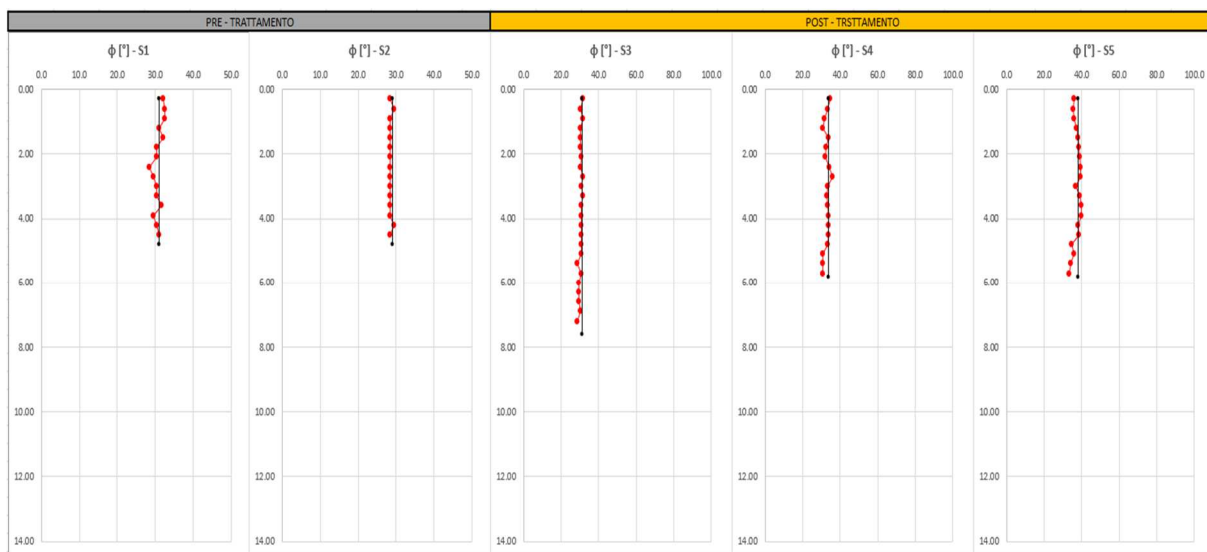


Figura 2.57 - Confronto Angolo d'attrito

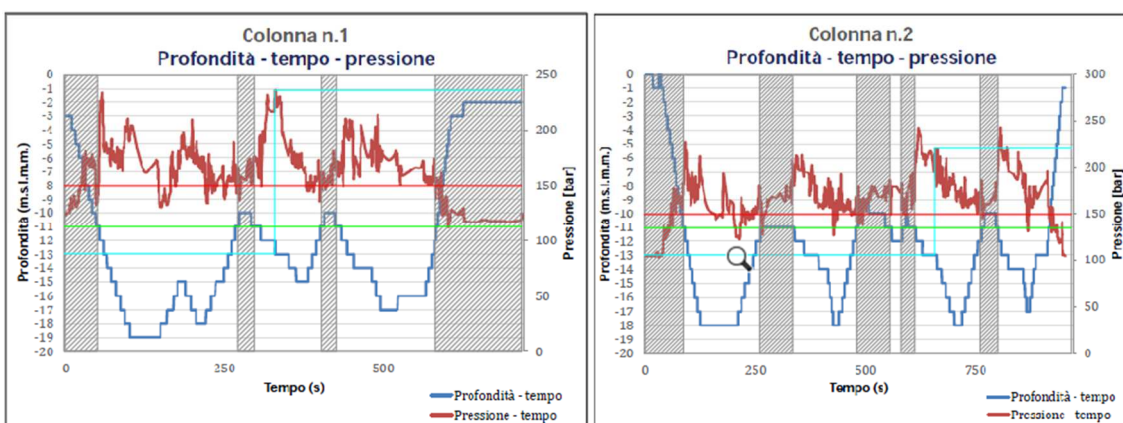
Tabella 15 - Confronto parametri meccanici pre- e post-trattamento

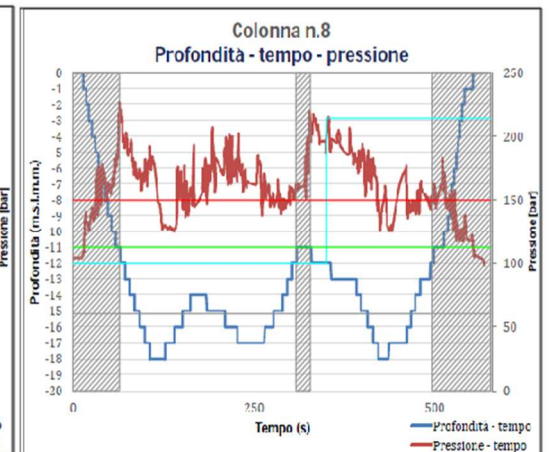
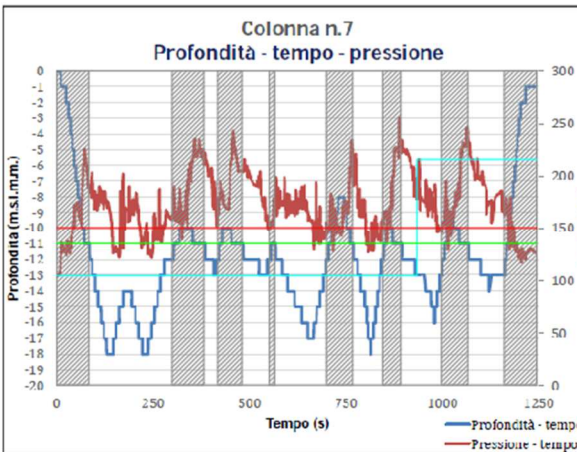
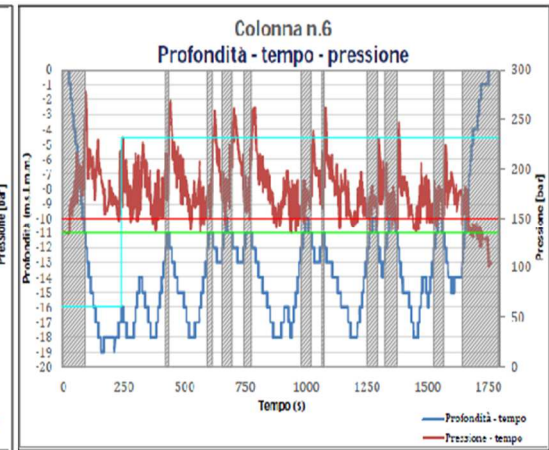
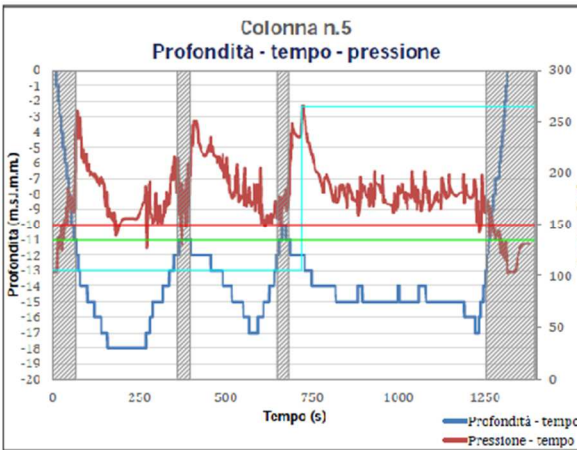
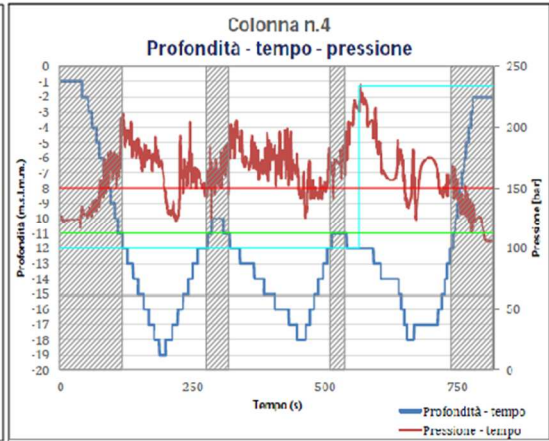
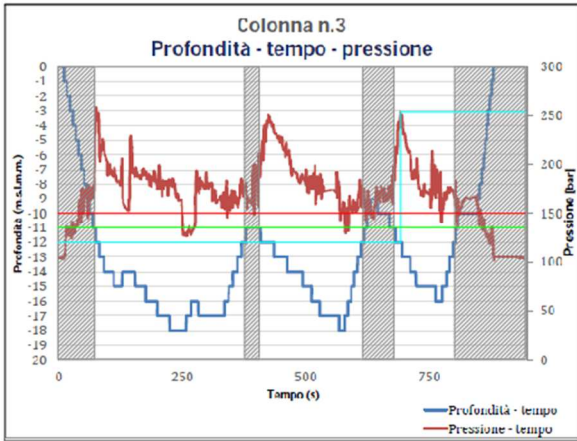
STRATIGRAFIA	Z [m]		Dr [%]	ϕ [°]	E_{ed} [MPa]
	da	a			
SABBIA	0	7	30	30	10
SABBIA	0	7	50	35	15

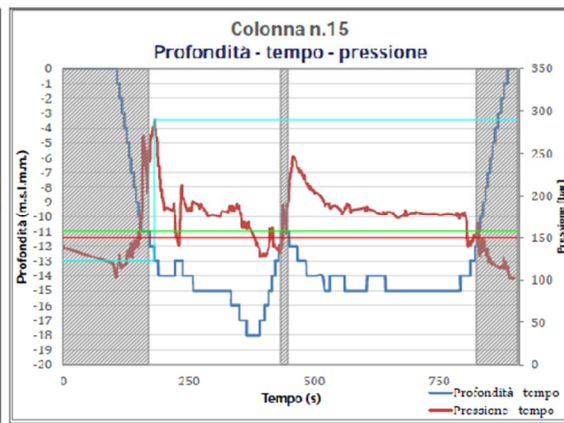
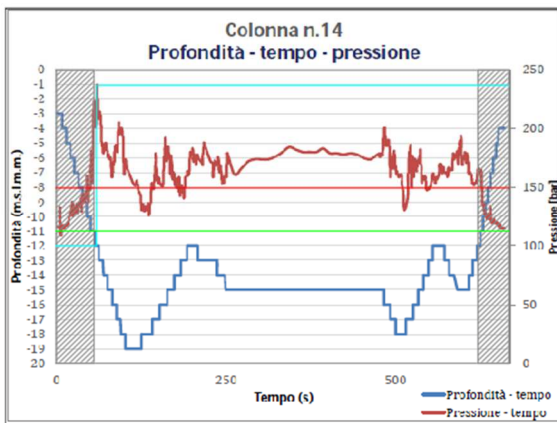
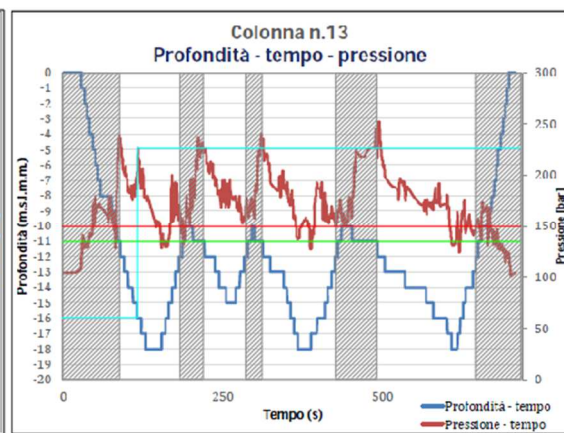
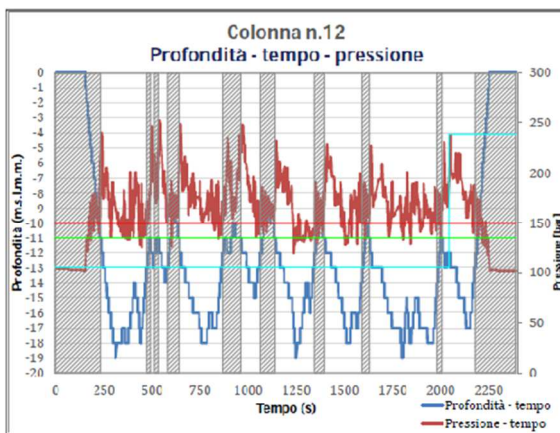
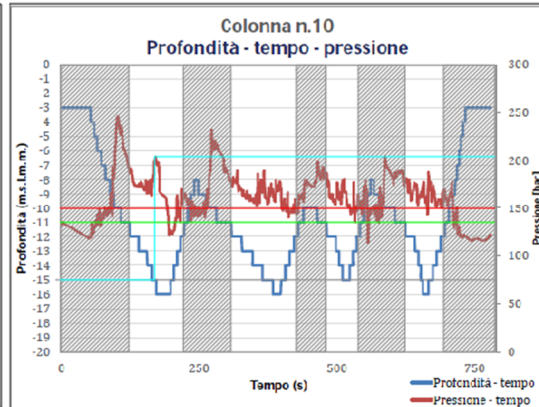
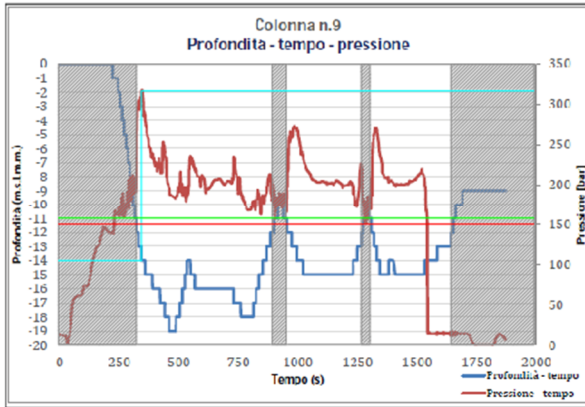
Le ultime valutazioni sul trattamento di miglioramento realizzato nel campo prova sono state effettuate analizzando i parametri acquisiti in continuo durante

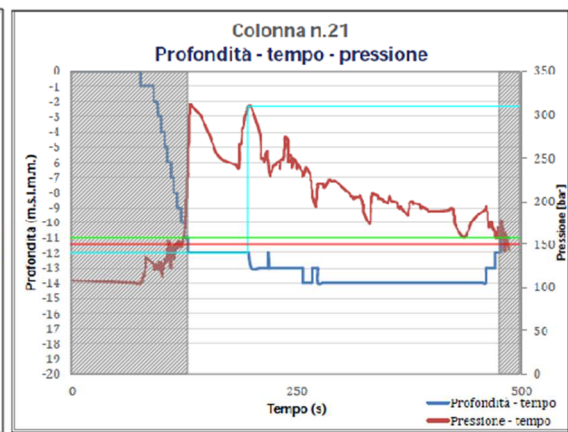
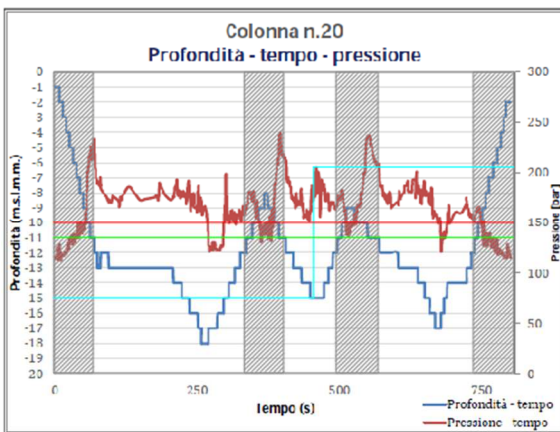
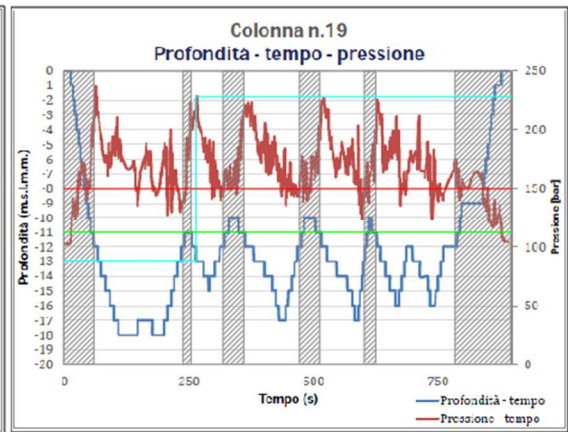
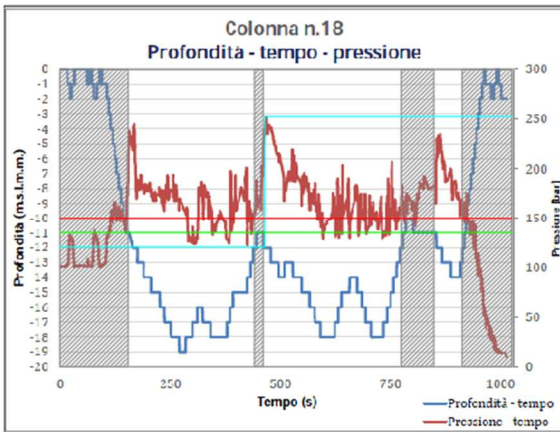
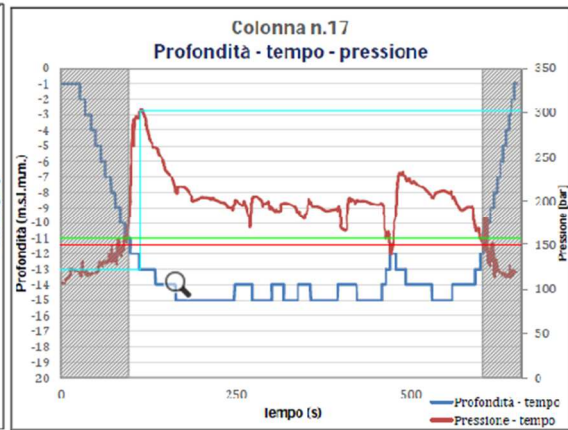
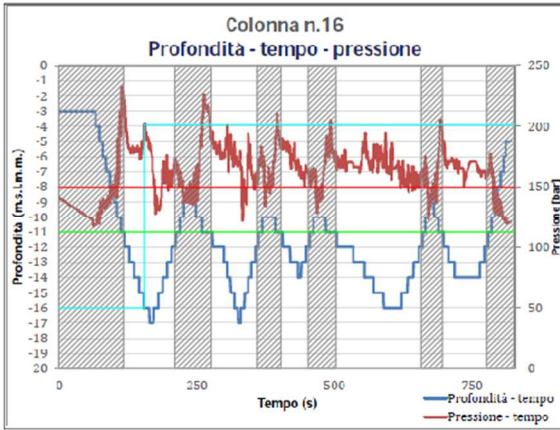
l'esecuzione delle varie colonne vibro-flottate. I parametri presi in esame sono la pressione registrata durante tutto il processo di realizzazione della colonna, che risulta proporzionale alle resistenze offerte dal terreno e quindi rappresentative dello stato di addensamento, e la profondità raggiunta, la quale permette di determinare l'effettivo raggiungimento della profondità prevista in fase di progetto. Entrambi questi parametri, per ogni colonna, sono stati riportati in un grafico in cui sull'asse delle ascisse è riportato il tempo di esecuzione, sull'asse delle ordinate destro la pressione impressa dal vibroflot espressa in bar e in quello sinistro la profondità di infissione. Quindi, la bontà del trattamento è definibile andando a individuare l'entità delle massime pressioni raggiunte in relazione alla profondità a cui si sono registrate e la profondità effettivamente raggiunta in ogni colonna dal vibroflot. La profondità target da raggiungere definita in fase di progetto è 7 metri dal fondale che nei grafici corrisponde a 18 metri, essendo le profondità misurate dal livello medio mare e che il riempimento con materiale arido incrementa la quota del fondale di 2,60 metri. Per quanto riguarda le considerazioni relative alle pressioni raggiunte, il range che consente la vibrocompattazione del materiale è tra 150 bar e 320 bar: il limite inferiore è individuato dalla massima pressione imprimibile alla massa vibrante in assenza di contrasto, mentre il limite superiore è legato alla massima potenza erogabile da parte del macchinario impiegato. Di seguito si riportano i grafici tempo-pressione-profondità definiti per ogni colonna. Per ottenere un'interpretazione più immediata e più efficace dei grafici sono stati individuati:

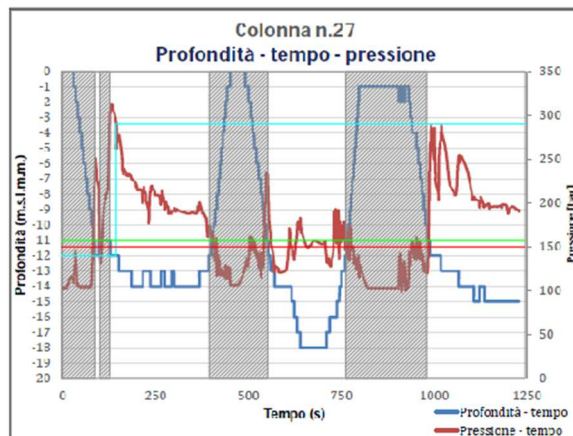
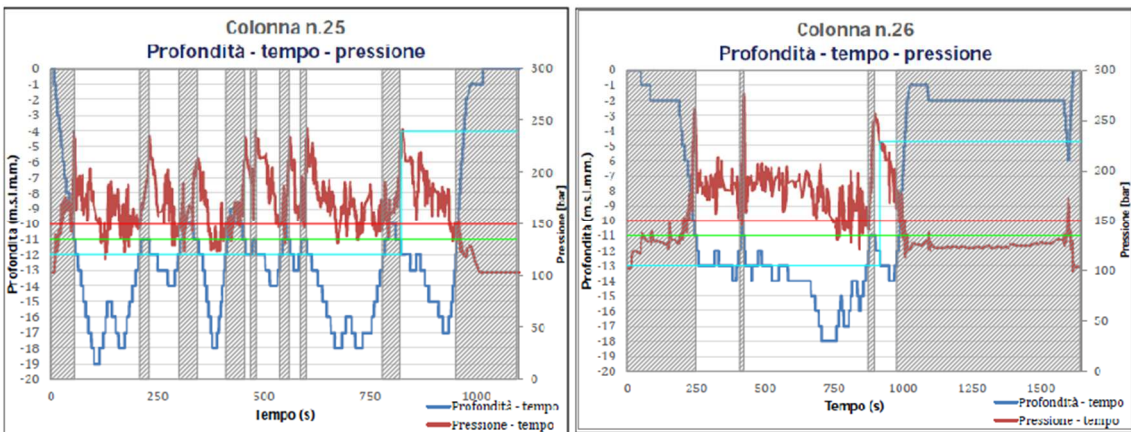
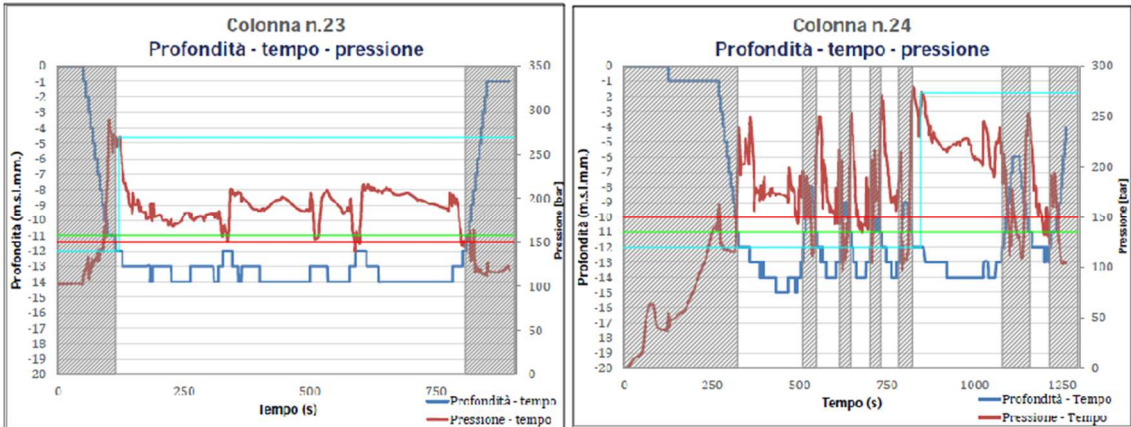
- Profondità fondale dal l.m.m. = linea verde
- Pressione minima vibroflot 150 bar = linea rossa
- Vibroflot posizionato al di fuori del terreno = zona tratteggiata grigio
- Massima pressione raggiunta e relativa profondità vibroflot = linea celeste











Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle massime e minime pressioni raggiunte durante la realizzazione delle singole colonne e uno schema grafico in cui si riporta il range entro cui rientra la massima pressione raggiunta nelle singole colonne.

COLONNA	Durata [min]	P _{min} [bar]	P _{max} [bar]
1	11.95	112.5	237
2	15.9	100	221
3	15.67	100	258
4	13.58	105	236
5	21.58	103.25	265
6	29.4	100	232
7	20.67	120	215
8	9.47	100	214
9	31.2	0	320
10	12.97	125	204
11	-	-	-
12	39.83	105	239
13	11.78	100	227
14	11.7	120	238
15	15.02	100	290
16	13.67	120	201
17	10.85	105	305
18	16.7	10	255
19	14.8	100	228
20	12.83	110	205
21	8.1	105	315
22	9.55	112	228
23	14.95	102	270
24	23.55	0	274
25	18.8	102	240
26	27.35	100	230
27	20.83	105	290

Tabella 16 - Max e min pressioni raggiunte dal virboflot

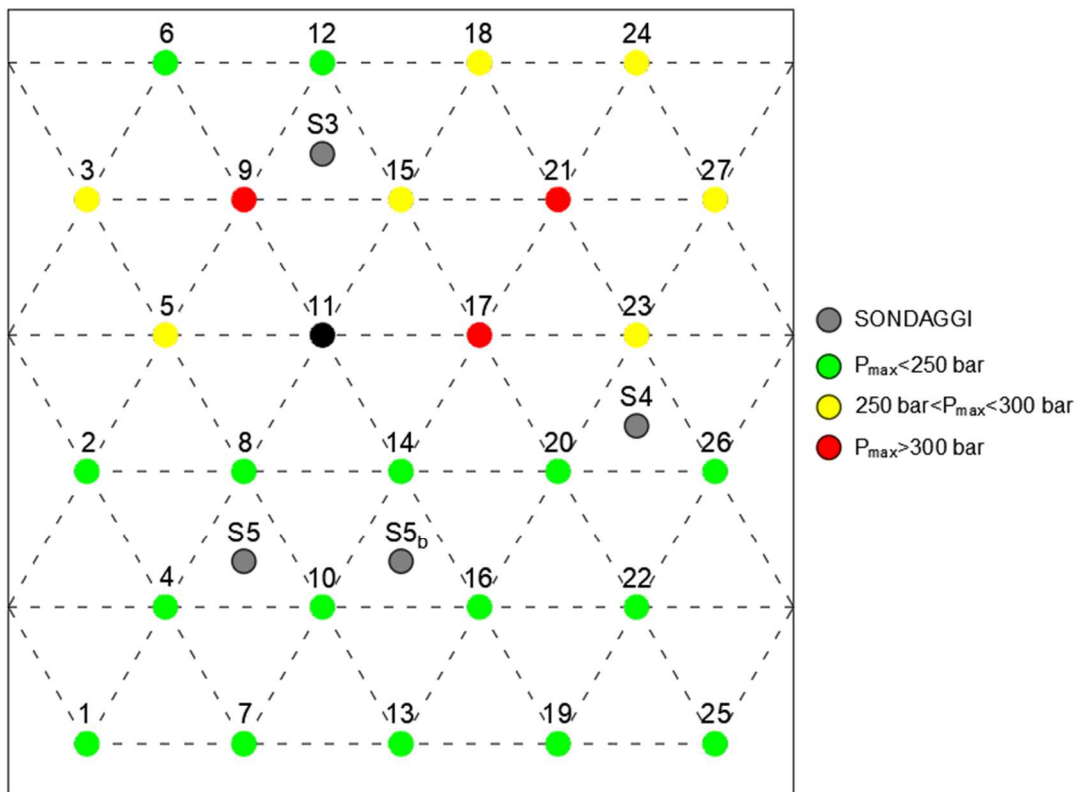


Figura 2.58 - Rappresentazione grafica massime pressioni raggiunte

In conclusione, possiamo notare come, analizzando i tre parametri meccanici presi come riferimento, il trattamento di vibro-flottazione con tecnica top-feed ha comportato un incremento sia della densità relativa, sia dell'angolo di attrito e del modulo elastico. Tuttavia l'incremento in generale non è molto elevato se non per l'angolo di attrito, ma ciò è semplicemente deducibile dal fatto che è stato inserito all'interno del terreno materiale granulare; inoltre bisogna evidenziare la grande variabilità dei tre parametri tra le varie stazioni di prova: ciò permette di concludere che il trattamento effettuato non garantisce l'ottenimento di un terreno dalle caratteristiche omogenee, uno degli obiettivi definiti in fase di progetto da raggiungere con l'applicazione del trattamento di miglioramento. Inoltre, analizzando i grafici che descrivono l'andamento delle pressioni e le profondità raggiunte dal vibroflot durante l'esecuzione delle singole colonne, possiamo notare che le massime pressioni raggiunte in quasi tutte le colonne si individuano al massimo a profondità di circa 4 metri, molto inferiori rispetto alla profondità target di 7 metri prevista dal progetto; oltre questa profondità possiamo notare una generale diminuzione delle pressioni, che in alcuni casi scendono al di sotto della minima pressione ammissibile ovvero 150 bar, segno di un'inefficacia della vibro-compattazione. Considerando che tra i 4 e i 5 metri di profondità è presente lo strato coesivo, il decadimento dell'efficacia del trattamento potrebbe essere legato all'incapacità del vibroflot di far penetrare il materiale arido in tale strato. Un'altra criticità è stata individuata nell'accumulo di materiale arido residuo sul fondale, che non riesce a penetrare a gravità all'interno dello strato sabbioso sottostante, in quanto potrebbe interferire nelle fasi successive della formazione dello scanno di imbasamento. Un'altra criticità è legata alla modalità di esecuzione, in particolare alla necessità di stendere il materiale di riporto sul fondo e farlo penetrare per gravità: in ragione dell'angolo di attrito proprio del materiale granulare, esso non riuscirà a penetrare completamente nel terreno rimanendo in parte accumulato sul fondale riducendo così l'efficacia del trattamento. Essendo evidente che la modalità operativa top-feed non consente di conseguire i risultati attesi, andando a migliorare solo i primi metri del terreno di sedime dei cassoni con risultati disomogenei. È stata prevista, quindi, una modifica della tecnologia di vibro-compattazione con l'impiego del metodo bottom-feed, che consente di distribuire il quantitativo idoneo di materiale arido dal basso verso l'alto, così da garantire un trattamento uniforme e fino alle profondità previste senza, inoltre, lasciare residui sul fondale.

2.6. Trattamento di vibro-flottazione del sedime del molo foraneo

Nel presente capitolo, inizialmente, verrà descritto l'intervento di ampliamento ponendo l'attenzione alla fase del miglioramento del terreno di fondazione del molo; quindi, si passerà alla valutazione dell'efficacia del trattamento andando a comparare le prove di caratterizzazione geotecnica in situ effettuate pre- e post-intervento.

2.6.1. Descrizione intervento di miglioramento

A seguito delle negative valutazioni sui risultati ottenuti dall'elaborazione dei dati delle prove eseguite nel campo prova, in cui è stata applicata la tecnologia di vibro-flottazione top-feed, si è deciso di apportare una variazione nella tecnologia da impiegare nell'intervento di miglioramento nel sito di progetto adottando il metodo bottom-feed. Infatti, a causa delle caratteristiche dello strato di sabbia più superficiale, ovvero quello che deve essere sottoposto a trattamento, e dell'angolo di attrito del materiale granulare di apporto, la tecnologia top-feed non ha permesso di raggiungere il risultato sperato oltre i 4-5 metri. Inoltre, dal campo prova, è emerso anche che tale limite di profondità è legato alla presenza di uno strato limoso, a ridosso di quella quota, che impedisce la penetrazione del materiale granulare. Quindi, in considerazione del fatto che la profondità di progetto a cui si deve spingere il trattamento è di 7 metri, si è deciso di impiegare la tecnologia bottom-feed che permette di realizzare la colonna in materiale granulare compattato dal basso verso l'alto una volta raggiunta la profondità prescelta da parte della sonda vibrante: in questo modo si riescono a superare sia le criticità legate alla penetrazione del materiale granulare ma anche a quelle legate alla presenza di strati coesivi: come si può vedere dalle stratigrafie riportate nell'inquadramento geotecnico, nonostante la differente stratigrafia tra le due zone, anche in quella interessata dall'ampliamento è presente un piccolo strato limoso alla profondità di circa 4 metri.

Il trattamento di vibro-compattazione, realizzato mediante tecnologia bottom-feed, è stato applicato andando a realizzare colonne granulari disposte a quinconce sui vertici di una maglia di lato 2 metri, come previsto da progetto e stesso schema impiegato nel campo prova, in un'area maggiorata rispetto all'impronta dei cassoni di lunghezza 189 metri e larghezza 36 metri. Il processo realizzativo è stato suddiviso in 4 fasi, ognuna delle quali ha previsto la realizzazione delle colonne al di sotto dell'area di impronta dei 4 cassoni più esterni: si è partiti dal cassone numero 4 per poi procedere fino al numero 1, così da poter procedere con la stessa successione con le altre fasi dei lavori, fino al varo dei cassoni, senza dover attendere il completamento degli step precedenti.

Per valutare l'efficacia e l'adeguatezza della tecnica prescelta e l'effettivo incremento delle proprietà meccaniche del terreno, si è proceduto come nel

campo prova. Sono stati elaborati i risultati delle prove geotecniche eseguite post trattamento, confrontando poi i risultati con quelli ottenuti nella fase di caratterizzazione geotecnica del sito.

Di seguito, per completezza, viene riportato un breve riassunto dei risultati delle elaborazioni svolte nel paragrafo dell'inquadramento geotecnico: questi risultati verranno impiegati, nel paragrafo successivo, come base per la valutazione dell'efficacia del trattamento.

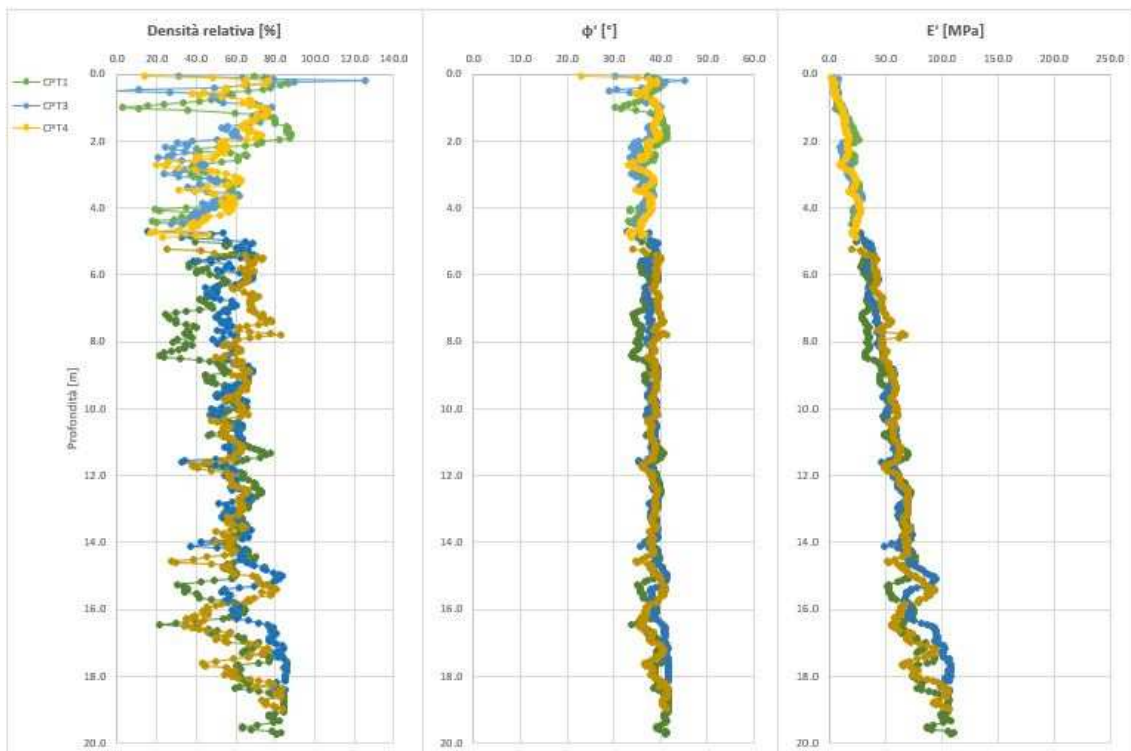


Figura 2.59 - Caratterizzazione geotecnica area pretrattamento

Tabella 17 - Parametri meccanici terreno in situ

STRATIGRAFIA	Z [m]		Dr [%]	φ [°]	E' _{0,1} [MPa]
	da	a			
SABBIA	0	7	45	38	0-40
SABBIA	7	-	50	38	40-100

2.6.2. Valutazione efficacia del trattamento

Per valutare l'efficacia del trattamento si è caratterizzato meccanicamente lo strato di sabbia trattato, di spessore 7 metri, in tutta la zona sottoposta a vibro-compattazione tramite elaborazione delle prove disponibili. Le prove effettuate nella zona di interesse sono sia DPSH che CPT: tuttavia, al fine di realizzare un confronto diretto con i risultati ottenuti nella sperimentazione pretrattamento si è scelto di impiegare esclusivamente i risultati delle CPT, unica tipologia di prova effettuata nella fase precedente. Le 6 prove penetrometriche svolte in questa fase, sono state spinte fino ad una profondità di circa 5 metri in quanto l'interesse è nel caratterizzare la zona sottoposta a vibro-flottazione che si estende per i primi 7 metri di terreno. Di seguito viene riportato la planimetria con le posizioni delle varie prove.

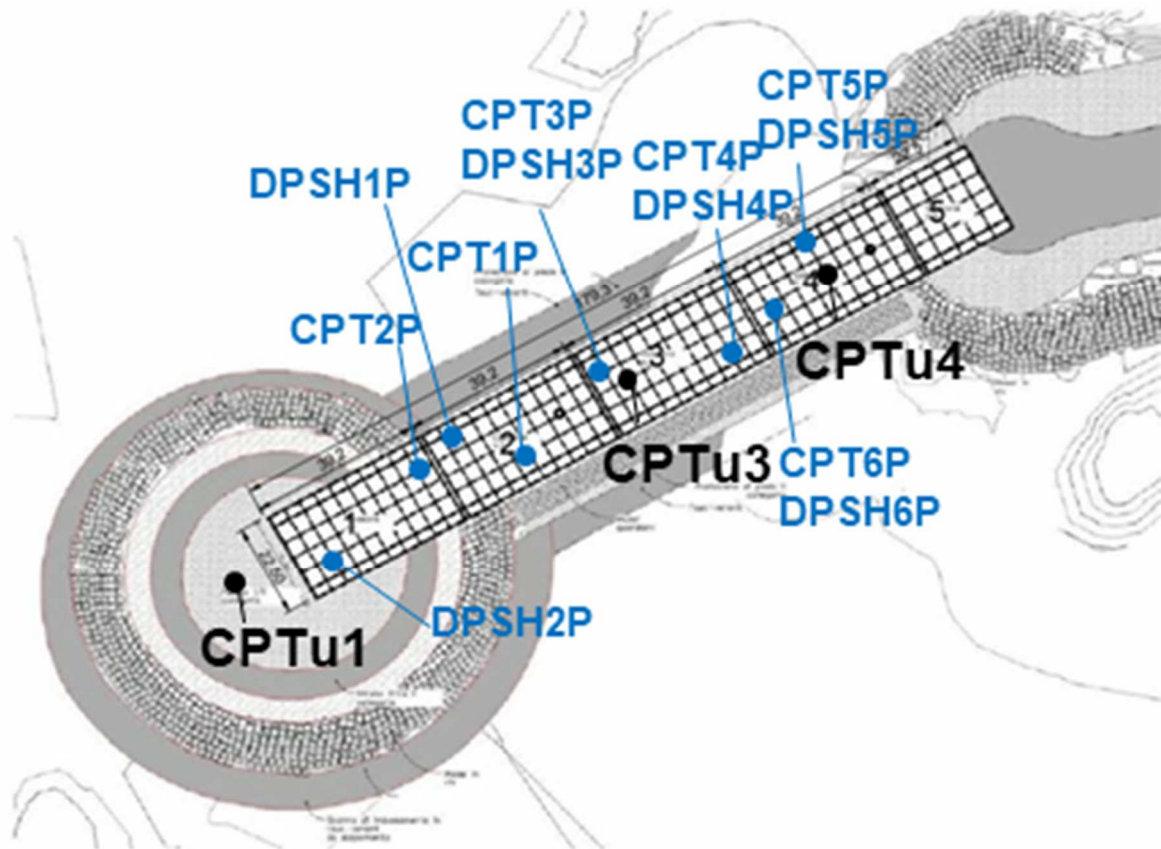


Figura 2.60 – Planimetria esecuzione prove

Tabella 18 – Tabella riassuntiva prove in situ POST-TRATTAMENTO

POST-TRATTAMENTO				
PROVA	N°	QUOTA FONDALE	PREFORO	PROFONDITA'
		[m.s.l.m.m.]	[m]	[m]
CPTu	1	-13.00	0.00	5.20
	2	-13.00	0.00	5.80
	3	-13.00	0.00	4.20
	4	-13.00	0.00	4.40
	5	-13.00	0.00	4.80
	6	-13.00	0.00	5.20
DPSH	1	-13.00	0.00	8.40
	2	-13.00	0.00	9.20
	3	-13.00	0.00	7.20
	4	-13.00	0.00	8.20
	5	-13.00	0.00	7.80
	6	-13.00	0.00	8.00

Per la caratterizzazione meccanica mediante CPT si è fatto riferimento alle seguenti relazioni:

$$\text{DENSITA' RELATIVA (Baldi et al.)} \quad D_r [\%] = \frac{1}{C_2} \times \ln \left(\frac{q_c}{C_0 \times (\sigma')^{C_1}} \right)$$

Valida per sabbie sovra-consolidate dove:

$$C_0 = 181; \quad C_1 = 0,55; \quad C_2 = 2,61$$

$$\text{ANGOLO DI ATTRITO (Mayne)} \quad \phi' [^\circ] = 17,6 + 11 \times \log \left(\frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sqrt{\sigma'_{v0} \times p_a}} \right)$$

Valida per sabbie non cementate

$$\text{MODULO ELASTICO (Robertson)} \quad E' [\text{Mpa}] = 0,015 \times [10^{(0,55 \times \ln q_c + 1,68)}] \times (q_t - \sigma_{v0})$$

Valida per sabbie non cementate e per deformazioni dell'ordine del 0,1%

Di seguito sono riportati i risultati della caratterizzazione meccanica dei terreni post-trattamento mediante CPT.

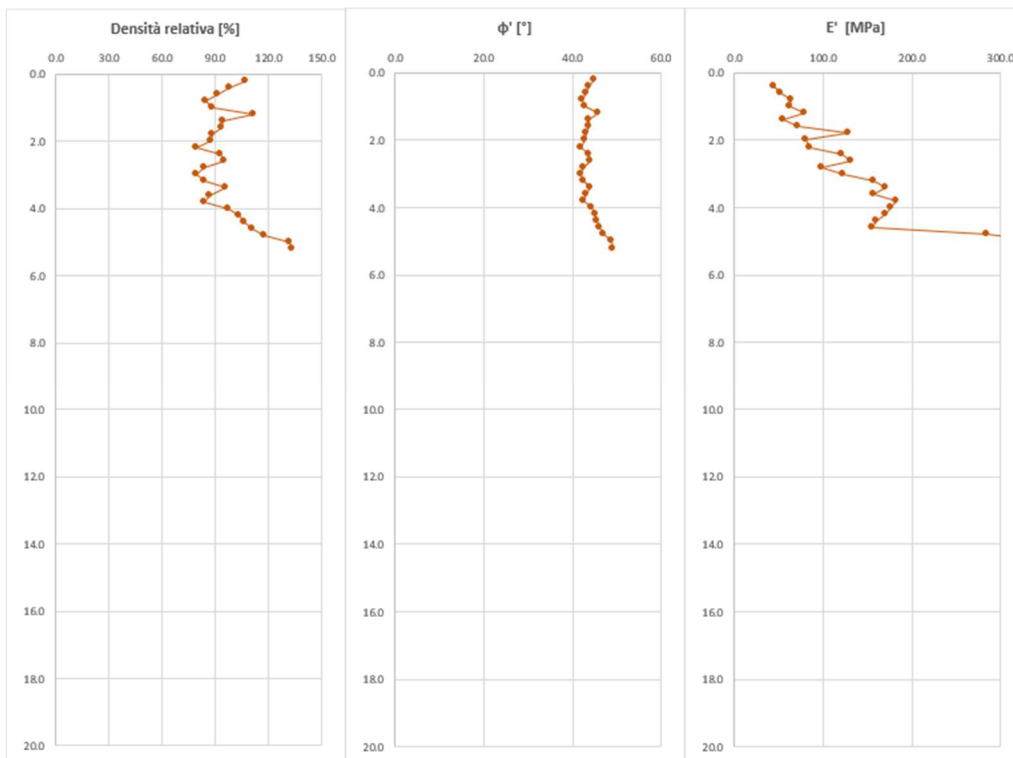


Figura 2.61 – Caratterizzazione meccanica CPT1P

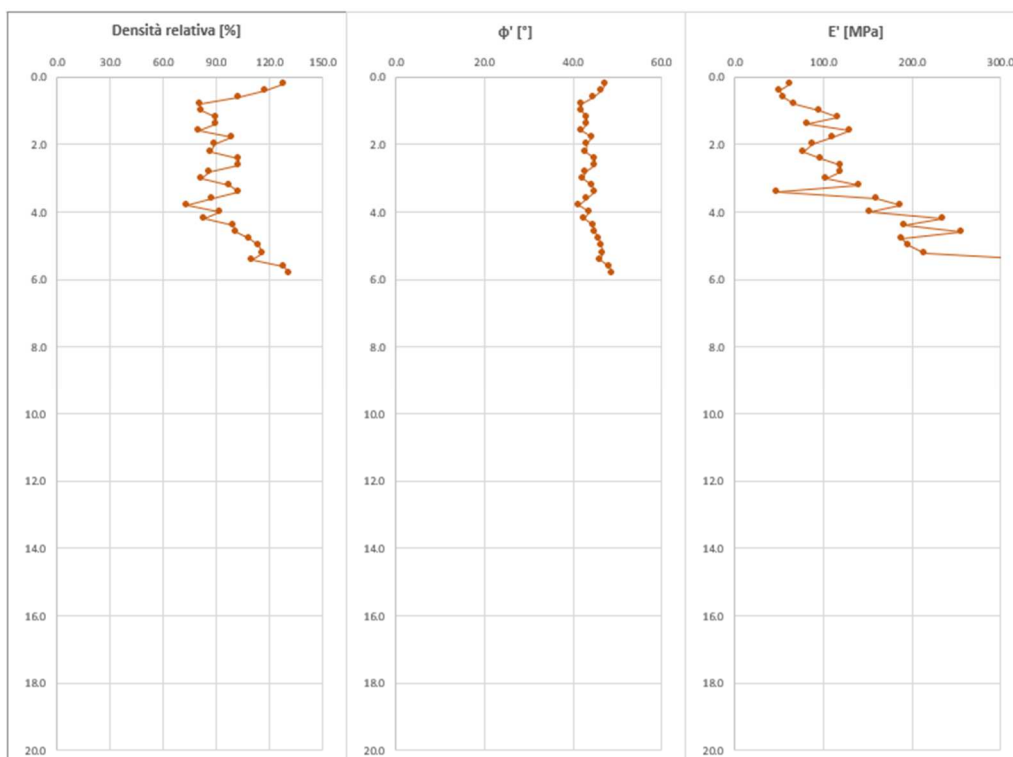


Figura 2.62 – Caratterizzazione meccanica CPT2P

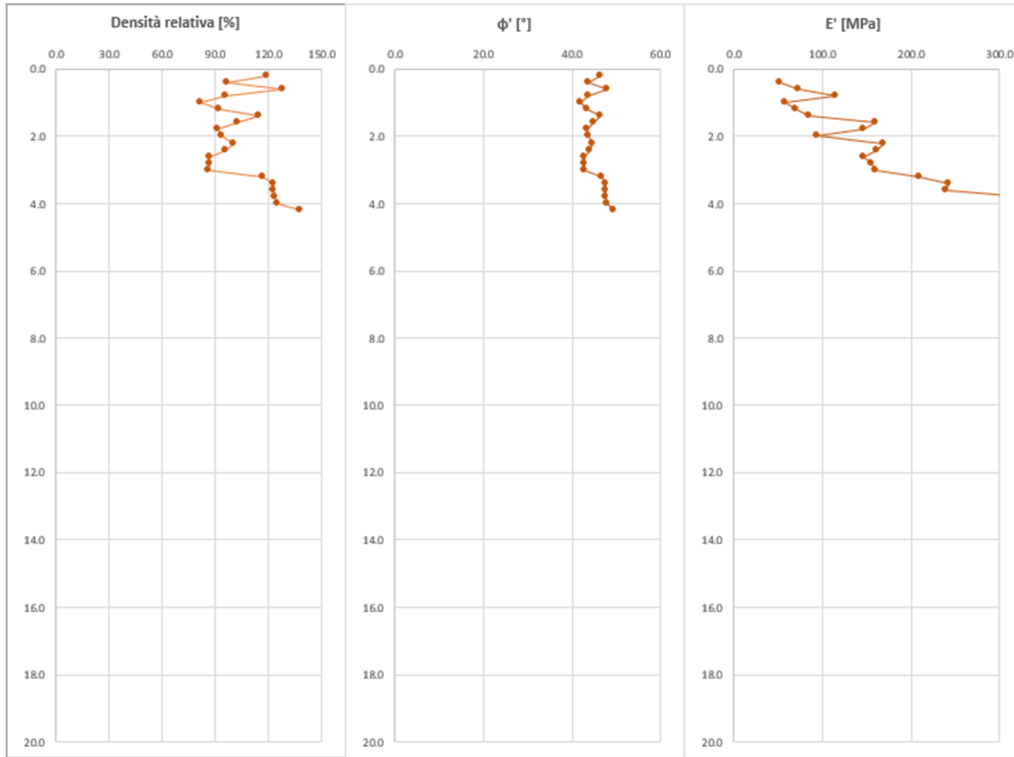


Figura 2.63 – Caratterizzazione meccanica CPT3P

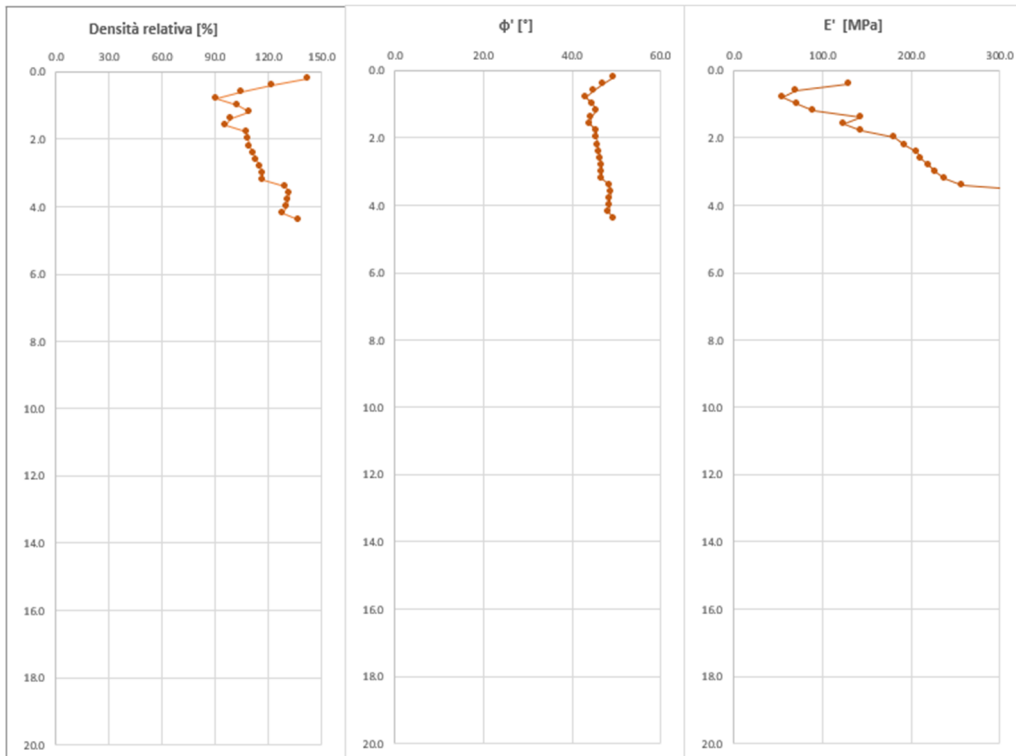


Figura 2.64 – Caratterizzazione meccanica CPT4P

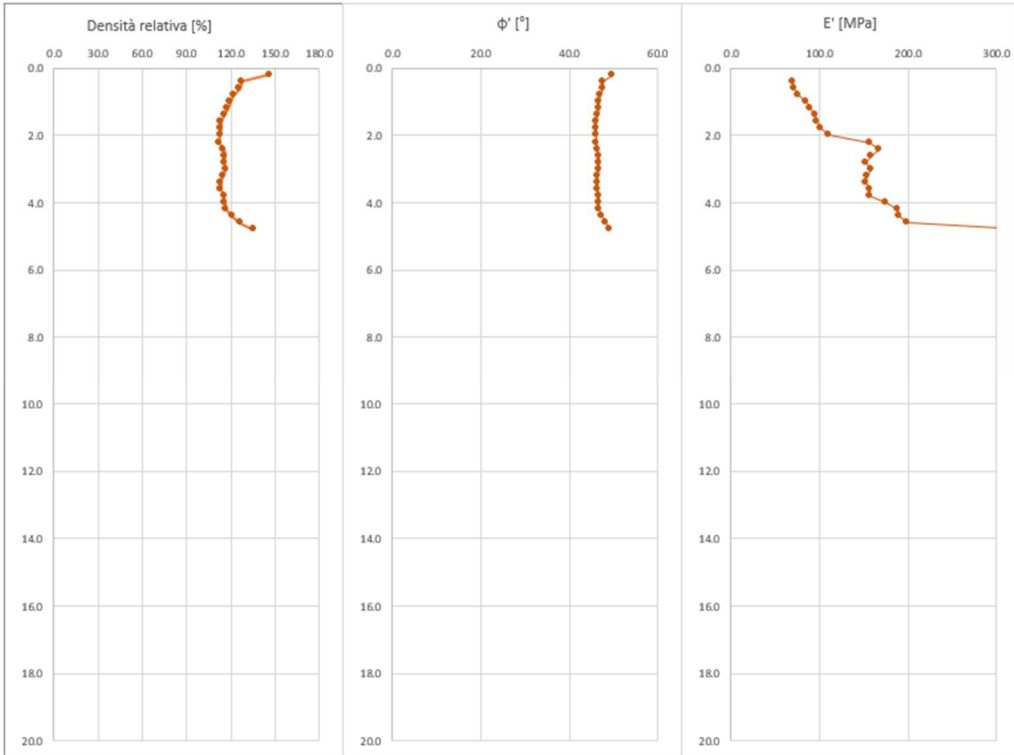


Figura 2.65 – Caratterizzazione meccanica CPT5P

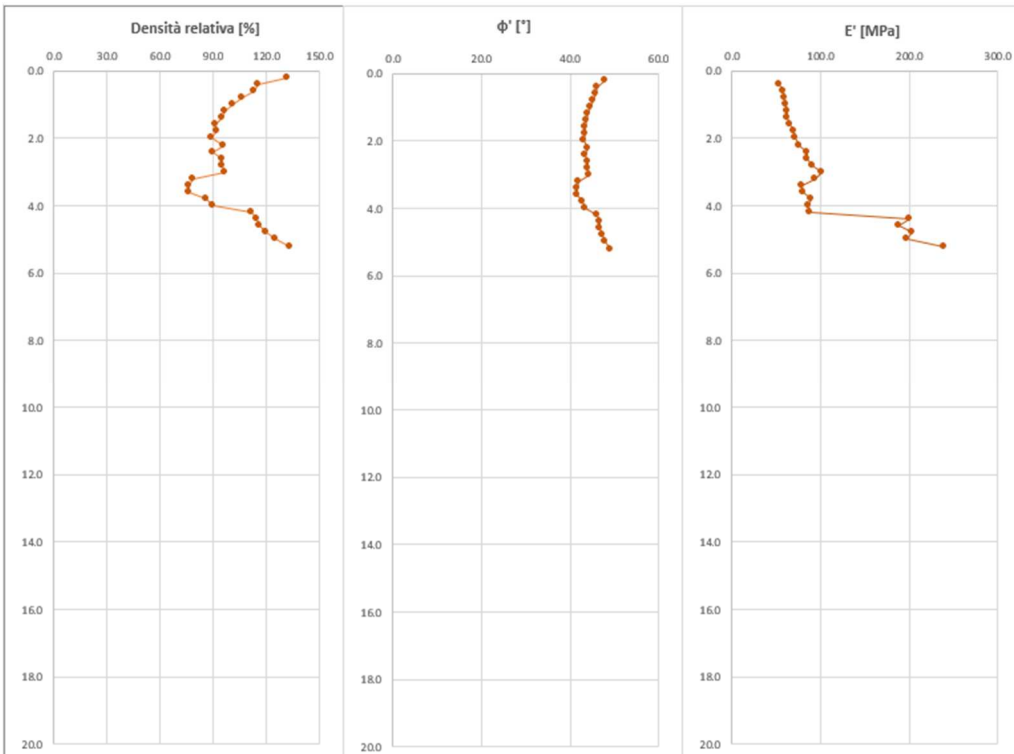


Figura 2.66 – Caratterizzazione meccanica CPT6P

Di seguito viene riportato il confronto tra i risultati ottenuti dalle prove penetrometriche effettuate prima del trattamento e quelle effettuate dopo il trattamento. In questa valutazione si è deciso di confrontare ognuna delle tre prove CPT, effettuate prima del trattamento, con una coppia di prove CPT effettuate post trattamento. Questa scelta è dovuta alla posizione in cui sono state realizzate le prove CPT: infatti come è possibile individuare dalla planimetria sottostante, ognuna delle tre coppie di CPT post trattamento ricadono in una zona prossima ad una CPT pre trattamento e questo permette di effettuare un confronto più diretto e accurato, ipotizzando una maggior omogeneità delle condizioni del terreno nell'intorno di ogni singola prova.

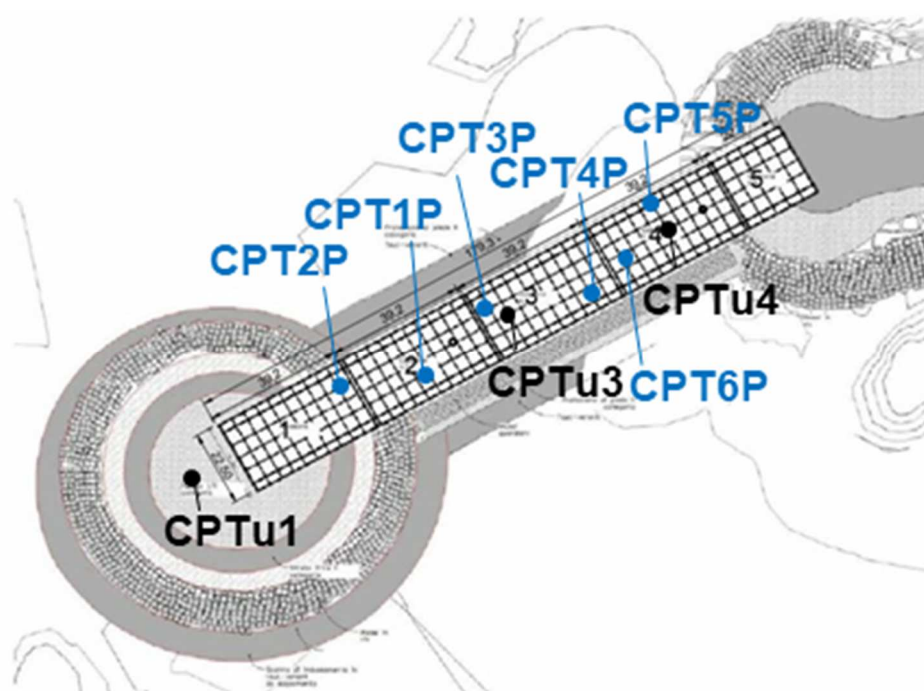


Figura 2.67 – Planimetria prove

I confronti, effettuati sui vari parametri impiegati nelle precedenti caratterizzazioni, sono stati effettuati con i seguenti accoppiamenti:

- CPTu1 – CPT1P – CPT2P
- CPTu3 – CPT3P – CPT4P
- CPTu4 – CPT5P – CPT6P

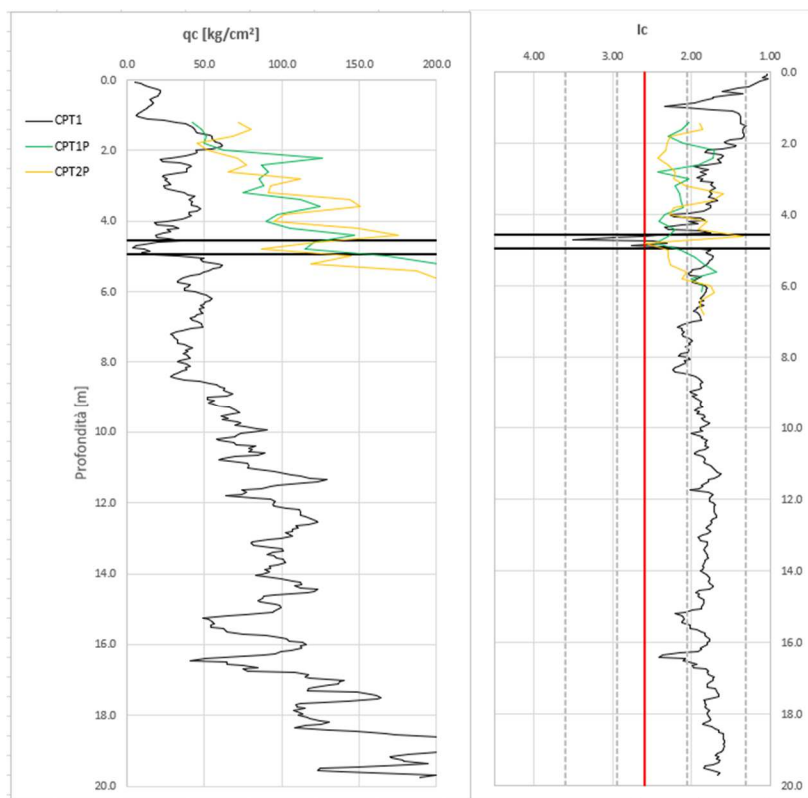


Figura 2.68 – CPTu1, CPT1P, CPT2P

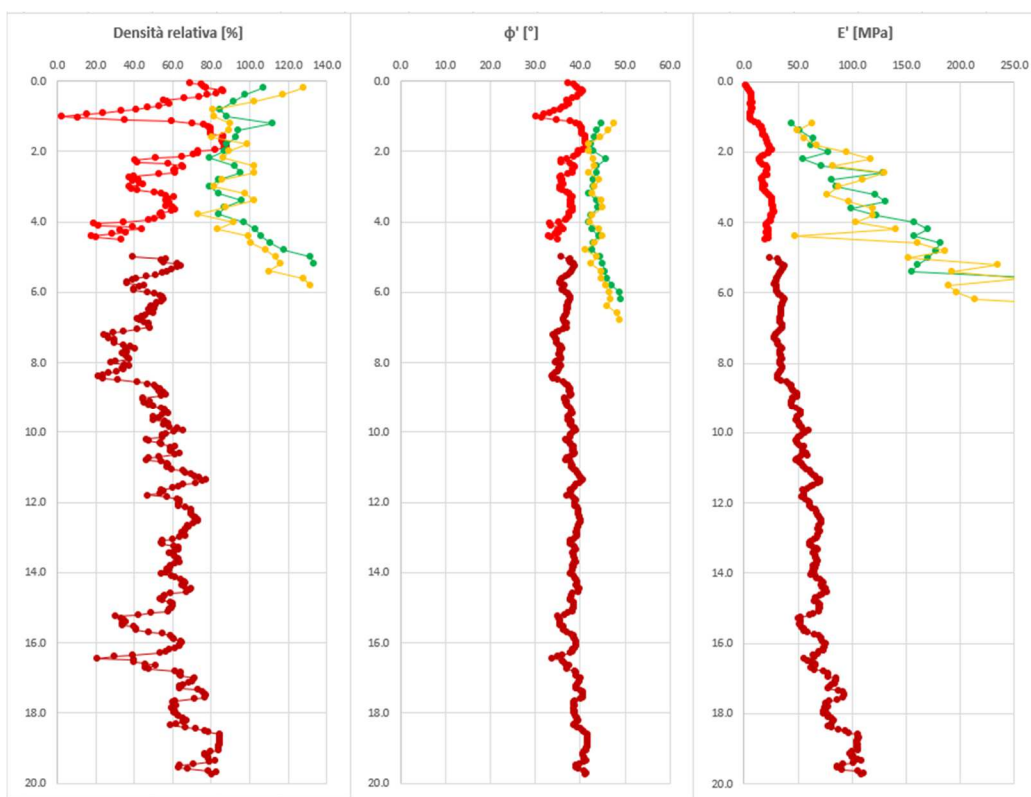


Figura 2.69 – CPTu1, CPT1P, CPT2P

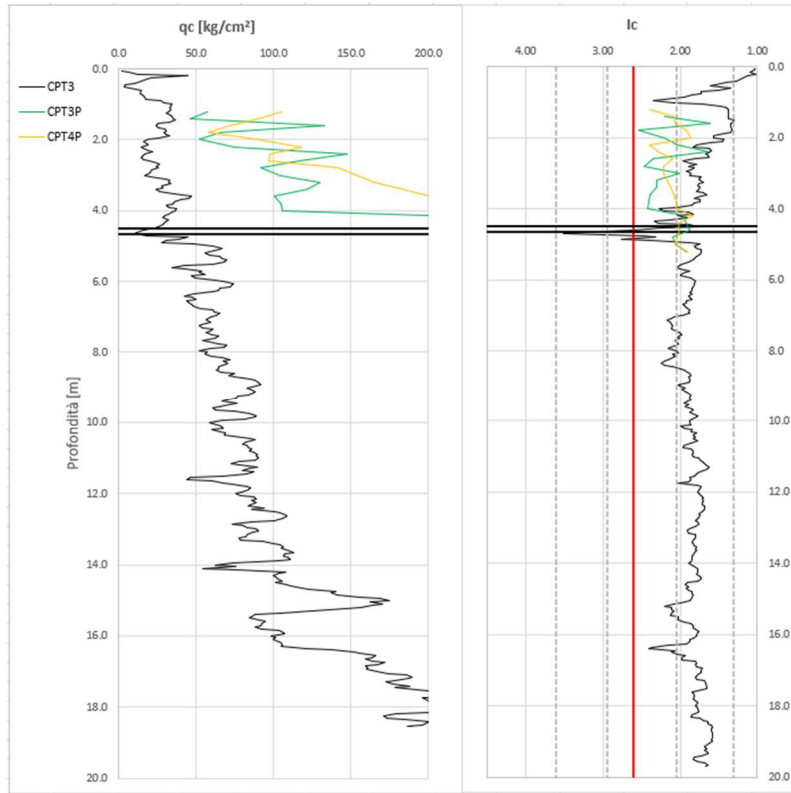


Figura 2.70 – CPTu2, CPT3P, CPT4P

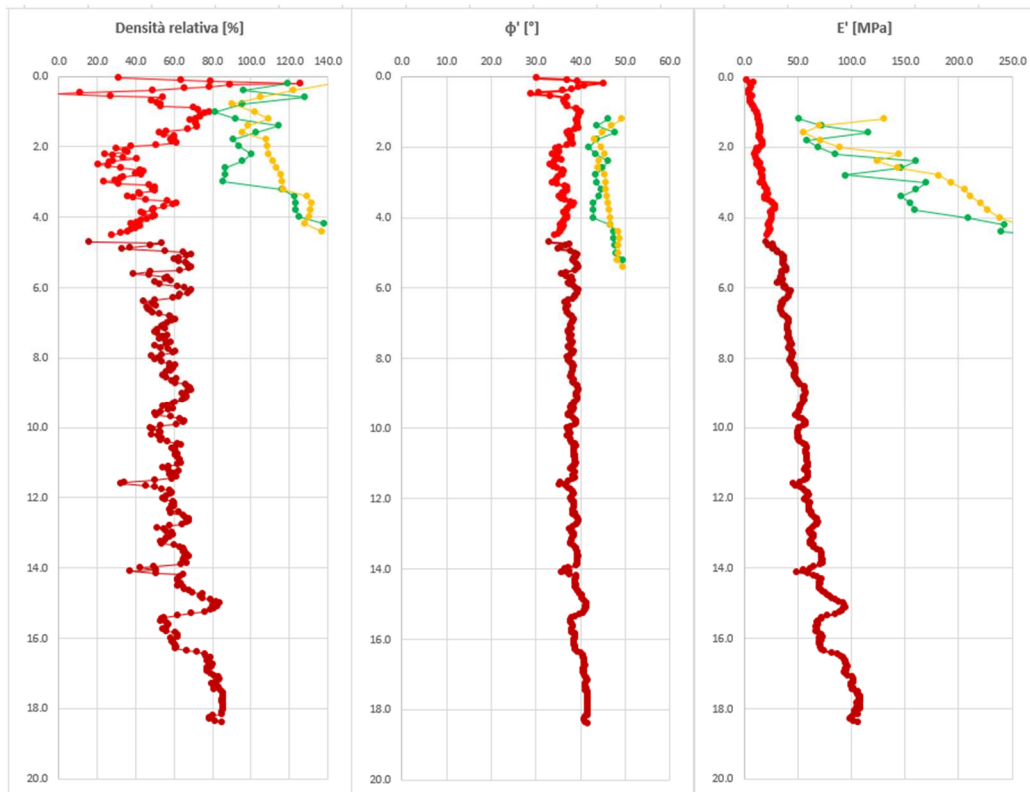


Figura 2.71- CPTu2, CPT3P, CPT4P

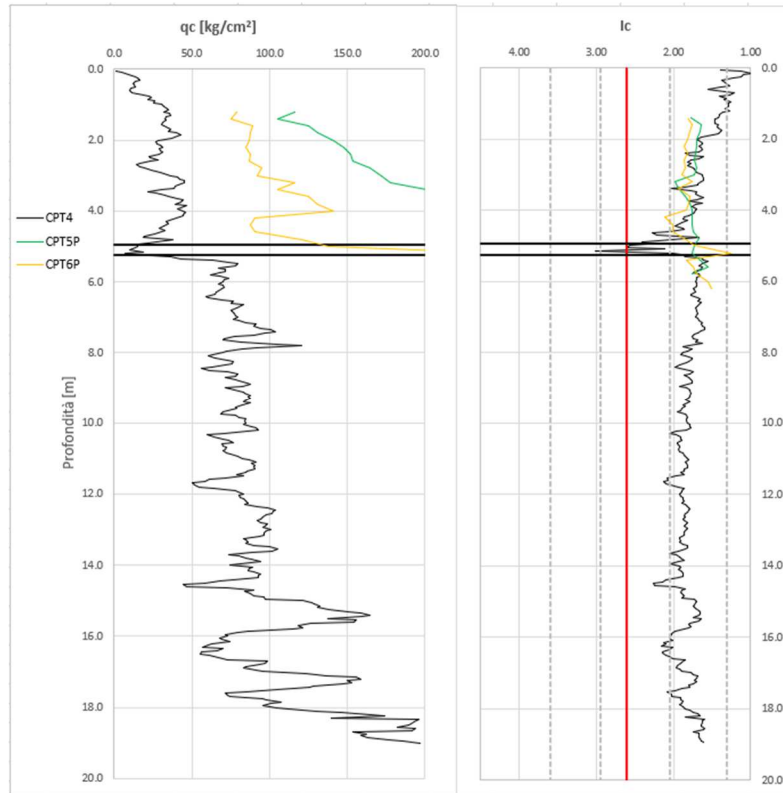


Figura 2.72 – CPTu4, CPT5P, CPT6P

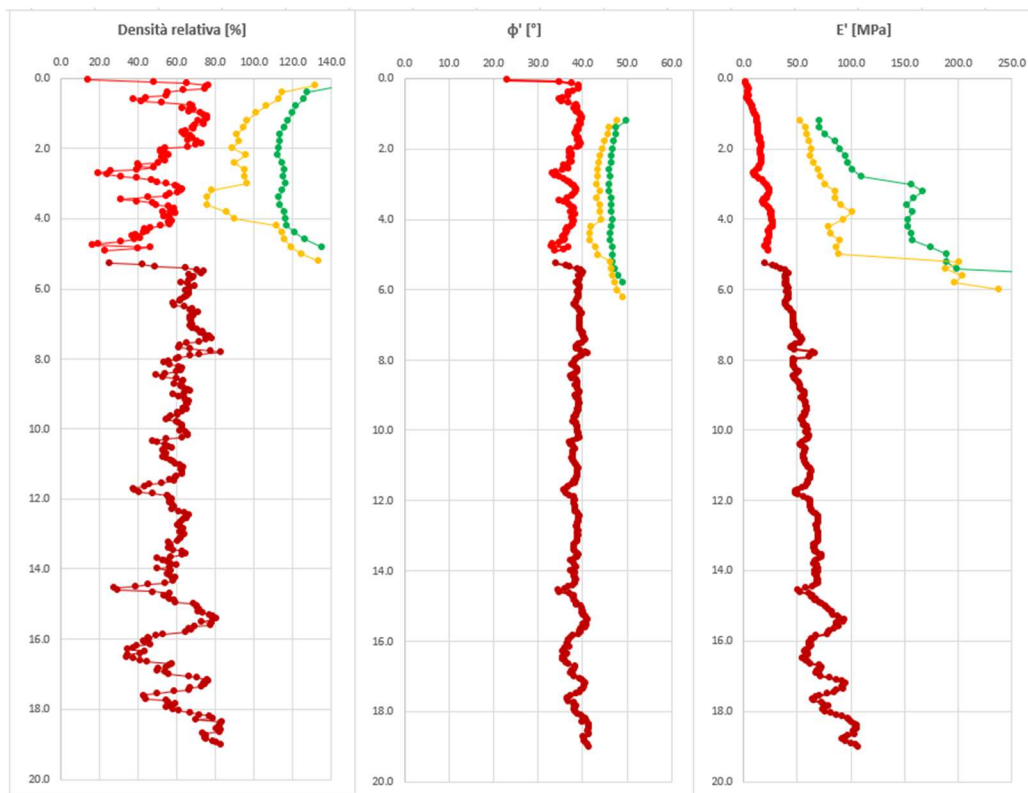


Figura 2.73 – CPTu4, CPT5P, CPT6P

Infine, viene proposto un confronto complessivo tra i risultati delle prove effettuate pre e post trattamento, così da poter valutare in maniera ancora più immediata l'omogeneità o meno dell'efficacia del trattamento.

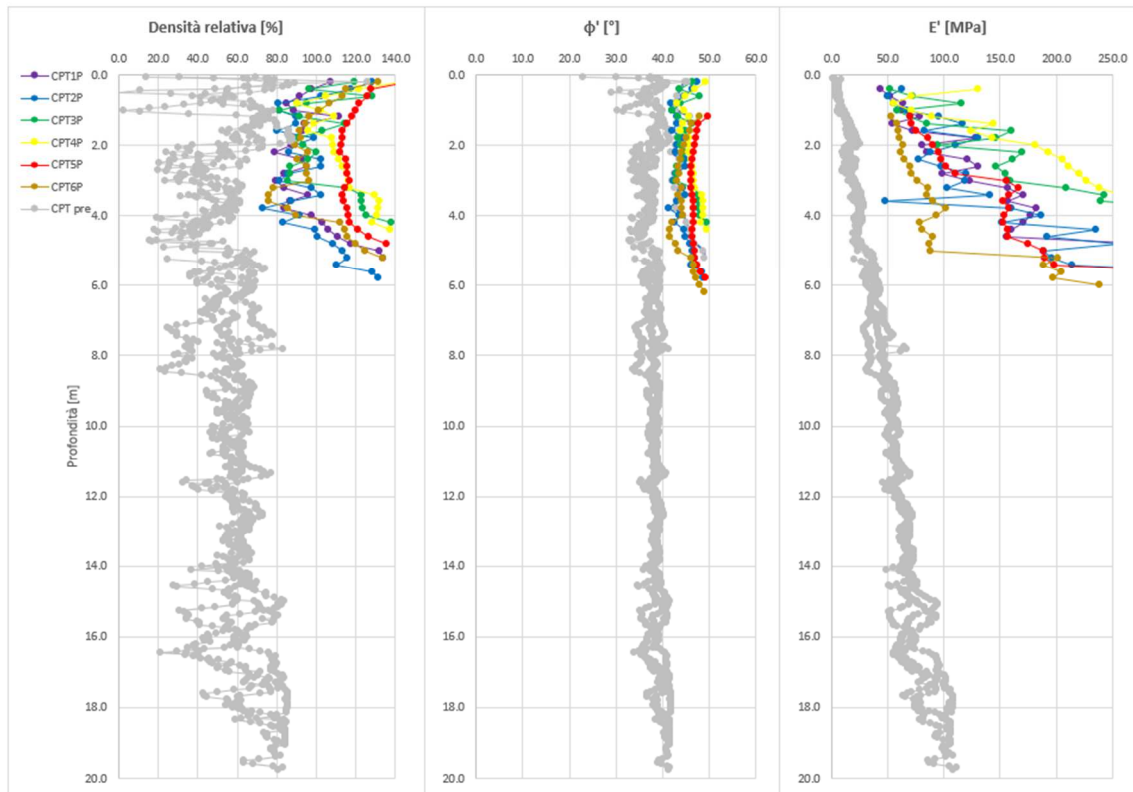


Figura 2.74 – Confronto complessivo prove pre e post trattamento

Tabella 19 - Confronto parametri meccanici pre- e post-intervento

STRATIGRAFIA	Z [m]		Dr [%]	ϕ [°]	$E'_{0,1}$ [MPa]
	da	a			
SABBIA	0	7	45	38	0-40
SABBIA	7	-	50	38	40-100
POST-TRATTAMENTO					
SABBIA	0	7	90	45	100-150
SABBIA	7	-	50	38	40-100

Dal confronto dei risultati delle prove penetrometriche è possibile concludere che, in generale, il trattamento di vibro-flottazione eseguito mediante vibro-sostituzione con tecnica bottom-up ha comportato un buon incremento delle caratteristiche meccaniche dei terreni sabbiosi interessati dall'intervento. Dai risultati delle prove post trattamento, anche se queste sono state estese per i primi 5 metri, considerando sia l'omogeneità dei terreni in situ che, come visto

nel campo prova, lo strato che poteva influenzare negativamente il trattamento, ovvero lo strato coesivo, si trova alla profondità di circa 4,5 metri è possibile ipotizzare quasi con certezza che il trattamento ha avuto efficacia fino alla profondità prevista in fase di progetto, ovvero 7 metri. Prendendo in analisi i tre parametri meccanici che sono stati valutati con particolare attenzione, in quanto caratteristici di un terreno granulare e punto di riferimento per la valutazione degli interventi di vibro-flottazione, ovvero densità relativa, angolo d'attrito e modulo elastico si può notare che la maggior omogeneità tra le 6 prove post trattamento si riscontra nell'angolo di attrito: questa maggior omogeneità rispetto agli altri parametri è facilmente spiegabile, e anche prevedibile, in quanto la tecnica di vibro-sostituzione prevede l'immissione nel terreno di materiale granulare omogeneo e quindi conseguentemente si avrà angolo d'attrito quasi identico in ogni verticale che si analizza. Per la densità relativa e il modulo elastico si è avuto un notevole incremento rispetto alla situazione iniziale, con buona omogeneità dei risultati. Si distanziano dagli altri valori di modulo elastico, esclusivamente le due prove CPT4P e la CPT6P, forse per la presenza di qualche variazione puntuale nel terreno pretrattamento.

2.7. Monitoraggio cedimenti

In questo progetto una delle principali finalità dell'applicazione del trattamento di vibro-flottazione, bottom up, è quella di limitare notevolmente i cedimenti, sia assoluti che relativi, dei vari cassoni. Per monitorare i cedimenti della struttura di fondazione in fase di costruzione si è utilizzato un monitoraggio topografico, mentre come sistema definitivo si è installato un sistema di inclinometri di elevata precisione. Il sistema definitivo, con sensori inclinometrici, permette di valutare le rotazioni rigide della base di ogni singolo cassone sia longitudinalmente che trasversalmente.

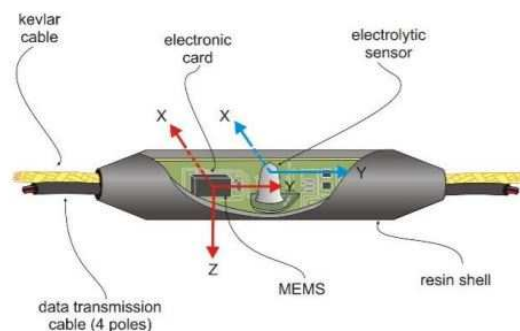


Figura 2.75 - Rappresentazione sensore inclinometrico

[Relazione sul monitoraggio strutturale dei cassoni - progetto esecutivo]

L'installazione del sistema è avvenuta tramite l'ancoraggio dei sensori sugli sbalzi laterali della platea di fondazione tramite una piastra. Quindi dall'estremità di un sensore esce un cavo elettrico che viene cablato alla centralina. Quest'ultima è stata installata, al termine di tutte le varie operazioni di installazione, in posizione baricentrica tra i vari cassoni.

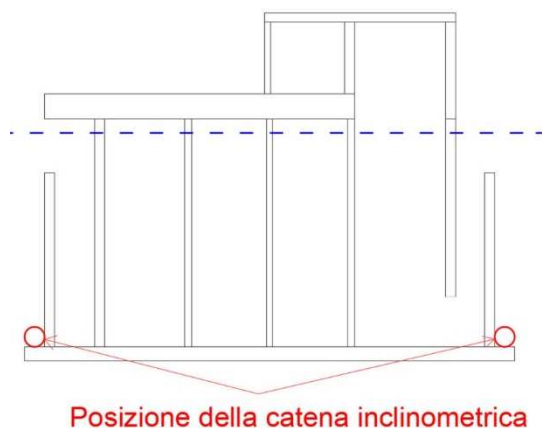


Figura 2.76 - Posizione installazione inclinometri

Poiché il processo di posizionamento e completamento dei cassoni è stato suddiviso in differenti step operative, i primi rilevamenti di cedimenti sono stati svolti in corrispondenza di queste fasi. Le diverse fasi di avanzamento della messa in opera dei cassoni sono le seguenti:

- FASE 1 – AFFONDAMENTO: in questa fase il cassone viene affondato attraverso il riempimento delle celle con acqua
- FASE 2 – REIMPIMENTO AL 50%: in questa fase le celle del cassone vengono riempite per il 50% del loro volume tramite materiale arido, così da garantire la stabilità dell'elemento
- FASE 3 – RIEMPIMENTO AL 90%: in questa fase le celle del cassone sono riempite per il 90% con materiale arido
- FASE 4 – RIEMPIMENTO COMPLETO: in questa fase le celle del cassone risultano completamente riempite con materiale arido, al più delle celle 5 e 6 in cui l'acqua raggiunge il livello del mare in quanto dedicate alla futura installazione dell'impianto di generazione di energia dal moto ondoso
- FASE 5 – PLATEA SOMMITA': in questa fase viene realizzata il solettone di sommità del cassone
- FASE 6 – CASTELLETTO: in questa fase viene realizzato il castelletto nella parte più esterna del cassone

Di seguito si riportano i cedimenti rilevati topograficamente nelle varie fasi, per ciascun cassone, in funzione del carico caratteristico di ogni fase (la valutazione

dei carichi per ogni fase costruttiva sono riportati nel paragrafo del calcolo dei cedimenti mediante metodo analitico)

Tabella 20 - Dati monitoraggio cedimenti cassoni

FASE COSTRUTTIVA	CASSONE 1	CASSONE 2		CASSONE 3			CASSONE 4		
	δ_{tot} [cm]								
FASE 1 - AFFONDAMENTO	4.5	-	-	-	-	-	-	-	-
FASE 2 - RIEMPIMENTO 50%	-	10.5	-	6.1	-	-	-	-	-
FASE 3 - RIEMPIMENTO 90%	12.6	-	-	-	-	-	6.5	-	-
FASE 4 - RIEMPIMENTO 100%	-	18	18.7	10.2	17.3	17.5	13.5	15.5	18
FASE 5 - PLATEA SOMMITA'	-	-	-	-	-	-	-	-	-
FASE 6 - CASTELLETTO	-	-	-	-	-	-	-	-	-

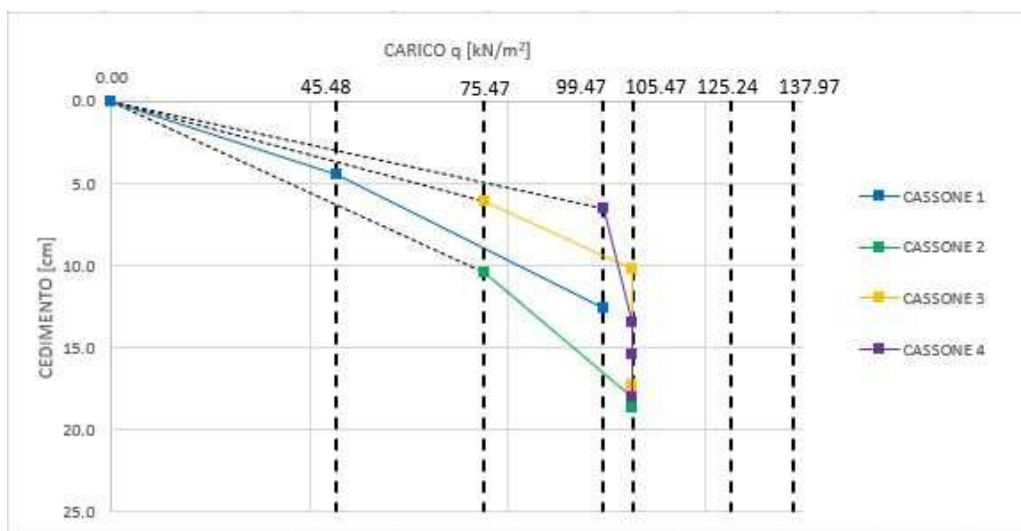


Figura 2.77 - Dati monitoraggio cedimenti cassoni

3. Previsione dei cedimenti

Una delle principali problematiche geotecniche, riscontrate in fase di progettazione, è stato il possibile insorgere di cedimenti della struttura a causa delle non elevate caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione. Per far fronte anche a questo problema, è stato appunto previsto l'applicazione del trattamento di vibro-sostituzione nei primi sette metri di terreno al fine di incrementarne le caratteristiche meccaniche e, conseguentemente, ridurre l'entità dei cedimenti.

In questo capitolo si affronterà questo aspetto del progetto. Essendo, l'opera, già stata realizzata in gran parte durante questa fase di valutazione ed avendo quindi a disposizione alcuni dati derivanti dal monitoraggio dei cedimenti si è deciso di impostare un confronto tra i cedimenti rilevati dal sito e quelli derivanti dal calcolo, sia mediante metodo analitico e programma di calcolo: il calcolo manuale si baserà sulla teoria dell'elasticità, mentre il programma impiegato sarà un programma agli elementi finiti bidimensionale. Avendo a disposizione i dati derivanti dal rilevamento e avendo la necessità di determinare le caratteristiche dei terreni coinvolti, in particolare il modulo elastico, a profondità maggiori di quelle a cui sono arrivate le indagini geotecniche effettuate si è deciso di applicare un approccio non ricorrente. In particolare, per la definizione del modulo elastico dei terreni coinvolti si è deciso di tenere in conto la non linearità delle proprietà meccaniche dei terreni e stimare questo parametro tramite un processo che prevede il passaggio per il modulo di taglio e le curve di decadimento del deposito. Tuttavia, mentre nel programma agli elementi finiti è possibile inserire la curva di decadimento caratteristica, per il calcolo analitico è necessario caratterizzare ogni strato con un valore di modulo elastico. Considerando che al termine della valutazione del modulo elastico, sopra accennata, è possibile stimare solo un range di variabilità dello stesso in funzione della deformazione subita dal terreno, per definire il modulo elastico da adottare si è deciso di adottare un valore caratteristico, all'interno di tale intervallo, derivabile anche dai risultati delle prove in situ. Quindi si procederà con il calcolo dei cedimenti tramite il metodo analitico, ed infine verranno confrontati i dati ottenuti dal rilevamento e con i due metodi di calcolo.

Per un confronto diretto con i dati delle rilevazioni in situ, poiché essi sono stati rilevati in diverse fasi della costruzione, si è deciso di effettuare il calcolo dei cedimenti tramite i due metodi per ogni fase della costruzione considerata. Di seguito si riepilogano brevemente le 6 fasi:

- FASE 1 – AFFONDAMENTO
- FASE 2 – REIMPIMENTO AL 50%
- FASE 3 – RIEMPIMENTO AL 90%

- FASE 4 – RIEMPIMENTO COMPLETO
- FASE 5 – PLATEA SOMMITA'
- FASE 6 – CASTELLETTO

3.1. Definizione del modello geotecnico

Per il calcolo dei cedimenti è necessario definire il modello geotecnico, ovvero individuare le principali proprietà meccaniche del terreno, e la profondità entro la quale i cedimenti risultano essere significativi.

Il primo aspetto da prendere in considerazione è la definizione spessore dello strato deformabile che contribuisce al cedimento in modo significativo: questa considerazione è necessaria per effettuare la valutazione tramite calcolo analitico e non nel modello FEM. In prima battuta, dall'analisi dei risultati della prova geofisica a disposizione è evidente come fino a 100 metri di profondità dal piano di calpestio del molo non sia ancora presente il bed rock; quindi è necessario andar a definire il volume significativo al fine del calcolo dei cedimenti

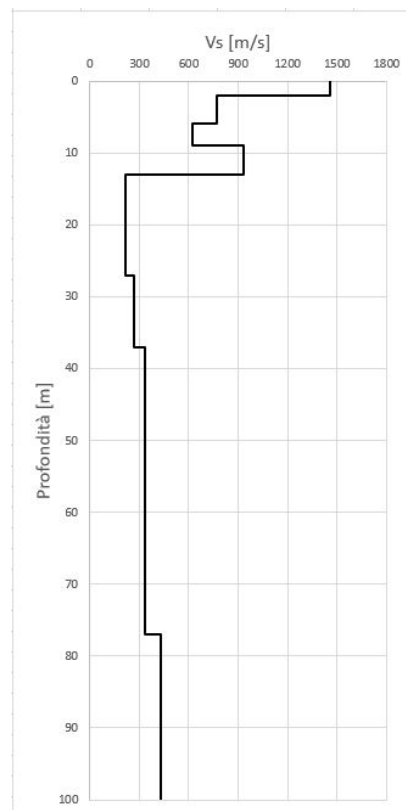


Figura 3.1 - Andamento Vs con la profondità

Quindi per definire lo spessore dello strato deformabile si è adottato un comune metodo che si applica per le fondazioni, che prevede di definirlo come quel volume entro il quale l'incremento tensionale è minore del 10% della tensione litostatica iniziale.

Avendo diverse fasi in cui valutare i cedimenti, per la determinazione dell'incremento tensionale nel terreno è stata presa in considerazione solo la più gravosa, ovvero la fase 6, in quanto quella caratterizzata da un carico maggiore. Definito il carico, per la valutazione dell'incremento di tensione nel terreno si è fatto affidamento alle equazioni di seguito riportate proposte da Poulos e Davis che, sulla base della soluzione analitica capostipite sviluppata da Boussinesq, permettono di determinare gli incrementi di tensione indotti da una striscia di carico indefinita di larghezza B ed intensità q

$$\Delta\sigma_z = \left(\frac{2q}{\pi}\right) x [\alpha + (\text{sen}\alpha \times \text{cos}\alpha)]$$

$$\Delta\sigma_x = \left(\frac{2q}{\pi}\right) x [\alpha - (\text{sen}\alpha \times \text{cos}\alpha)]$$

$$\Delta\sigma_y = \left(\frac{4q}{\pi}\right) x (v\alpha)$$

dove:

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{B/2}{z}\right)$$

Il carico q, caratteristico della fase 6, è pari a 137.97 kN/m² e la striscia di carico, ovvero la banchina, ha una larghezza di 24,50 metri. Il calcolo, spinto fino alla profondità di 100 metri, ha permesso di definire che l'incremento di tensione pari al 10% della tensione litostatica iniziale si registra a circa 33 metri di profondità dal fondale marino. Nell'immagine seguente, la linea tratteggiata rappresenta la tensione litostatica mentre la linea blu rappresenta la tensione nel terreno dopo l'applicazione del carico.

$$\sigma [33 \text{ m}] = 627 \text{ kPa}$$

$$\Delta\sigma [33 \text{ m}] = 60,84 \text{ kPa}$$

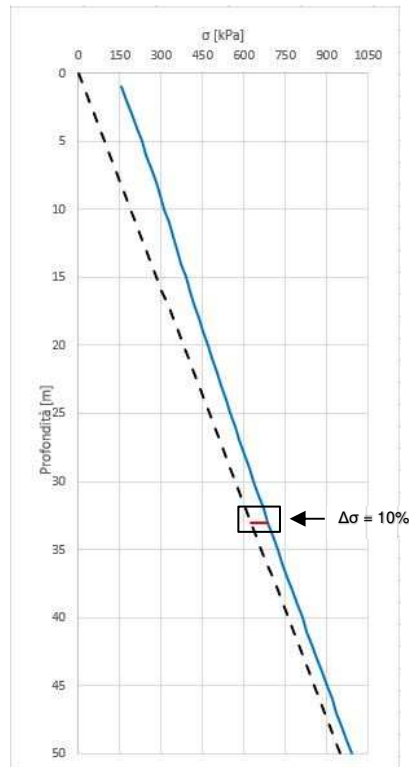


Figura 3.2 - Andamento tensioni prima e dopo l'applicazione del carico

Definito lo spessore dello strato significativo nei riguardi del calcolo dei cedimenti, si è passati alla definizione delle caratteristiche meccaniche del terreno e in particolare del modulo elastico. L'angolo d'attrito e la densità relativa dei due strati di terreno vengono definiti a partire dai risultati delle elaborazioni effettuate sui risultati delle prove penetrometriche, presenti nel precedente capitolo

Tabella 21 – Densità relativa e angolo di attrito

	QUOTA LETTO [m dal fondale]	Dr [%]	ϕ' [°]
STRATO V.F.	7.00	90	45
SABBIA	50.00	50	38

Per determinare il modulo elastico del terreno coinvolto nel cedimento, che non può essere assunto costante per tutto lo spessore, si è impiegato un metodo più complesso e non convenzionale che permette di tenere in conto le non linearità meccaniche del terreno. Infatti, poiché le prove penetrometriche effettuate prima del trattamento di vibro-flottazione sono state spinte fino alla profondità di 20 metri dal fondale marino e che lo strato interessato dal cedimento arriva a profondità maggiori, non è possibile dedurre direttamente dall'elaborazione dei dati ottenuti dalle prove il modulo elastico oltre una certa profondità. Il metodo impiegato prevede la definizione dei moduli alle varie profondità tramite le curve di decadimento caratteristiche del terreno in questione. In particolare, il procedimento prevede per prima cosa la definizione dell'andamento del modulo

di taglio G_0 con la profondità; quindi, una volta diviso in più strati il terreno interessato dal calcolo, si va a definire un modulo di taglio caratteristico per ogni sottostrato; quindi, a partire dalle curve di decadimento normalizzate, determinate da dati sperimentali o tramite relazioni di letteratura, si ricavano le curve di decadimento per ogni strato moltiplicando i valori delle curve normalizzate per lo G_0 di riferimento, per il rispettivo strato, precedentemente determinato; infine si determina l'andamento del modulo elastico E in funzione della deformazione ϵ tramite la seguente relazione, che lega E con G tramite il coefficiente di Poisson ν

$$E = 2(1 + \nu) G$$

per effettuare il passaggio dalla curva di decadimento del modulo di taglio a quella del modulo elastico si è assunta come valida l'approssimazione per cui la deformazione verticale, ϵ , è circa uguale alla deformazione a taglio, γ . Infine la determinazione del modulo elastico viene effettuata nel campo delle deformazioni caratteristiche dell'opera in questione.

Inizialmente si è definito l'andamento del modulo di taglio G_0 in funzione della profondità. Per determinarlo, si è partiti dai dati disponibili ottenuti dalle prove penetrometriche attraverso i quali è stato possibile individuare la relazione che, tra quelle disponibili da letteratura, meglio approssima l'andamento di G_0 con la profondità per il deposito in questione.

Il modulo di taglio G_0 è influenzato da numerosi fattori, come l'ampiezza di deformazione, la pressione di confinamento, indice di vuoti, indice di plasticità, OCR e altri parametri, per ognuno dei quali è stata trovata una relazione che permette di prevedere il suo andamento.

In seguito, fu introdotta da Hardin & Black, la seguente relazione in cui si tiene conto di tutti questi fattori contemporaneamente

$$G_0 = A \times f(e) \times OCR^k \times \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^m$$

dove

- G_0 è il modulo di taglio a piccole deformazioni
- $p' = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3}$ = tensione efficace media,

in cui:

σ'_v è la tensione litostatica verticale efficace;

σ'_h è la tensione orizzontale efficace che si determina come noto dalla geotecnica

$$\sigma'_h = k_0 \sigma'_v$$

Con k_0 , coefficiente di spinta a riposo, determinato mediante la seguente relazione

$$k_0 = 1 - \sin \varphi'$$

- p_{ref} = pressione atmosferica
- A , $f(e)$, k , m sono funzioni e parametri che permettono di adattare la correlazione a differenti depositi

Sono disponibili in letteratura numerose relazioni, definite tramite studi effettuati in siti differenti tra loro, ognuna con valori caratteristici di quel determinato terreno di A , $f(e)$, k e m . Per il caso in questione, essendo il terreno un terreno sabbioso, sono state prese come riferimento le relazioni riportate nella tabella seguente tutte riferite a studi effettuati su terreni granulari, nell'immagine successiva alla tabella sono state riportate le stesse relazioni nel diagramma $G_0 - p'$.

Tabella 22 – Relazioni di letteratura per la previsione di G_0 nei terreni granulari

AUTORI	TERRENO	A	f(e)	k	m
Fioravante V. (2000)	Sabbie carbonatiche del kenya	101-129	$e^{-0.8}$	0	0.45-0.52
Kalliogou T.T. et al. (2004)	Sabbia silicea a spigoli vivi	80	$\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$	0	0.50
Lo Presti et al. (1993)	Sabbia a spigoli vivi di Toyoura	72	$e^{-1.3}$	0	0.45
Kuwano R. & Jardine R. J. (2002)	sabbia a spigoli vivi del H. River	72-81	$\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$	0	0.50-0.52
Hoque E. & Tatsuoka F. (2000)	Sabbia arrotondata di Houston	80	$\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$	0	0.47
Hoque E. & Tatsuoka F. (2004)	Sabbia a sigoli vivi del Ticino	61-64	$\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$	0	0.44-0.53
Biarez J & Hicher P. Y. (1994)	tutti i terreni con $w_l < 50\%$	59	$1/e$	0	0.50
Iwasaki t. & Tatsuoka F. (1977)	Sabbie pulite con c. < 1.8	57	$\frac{(2.17 - e)^2}{1 + e}$	0	0.40

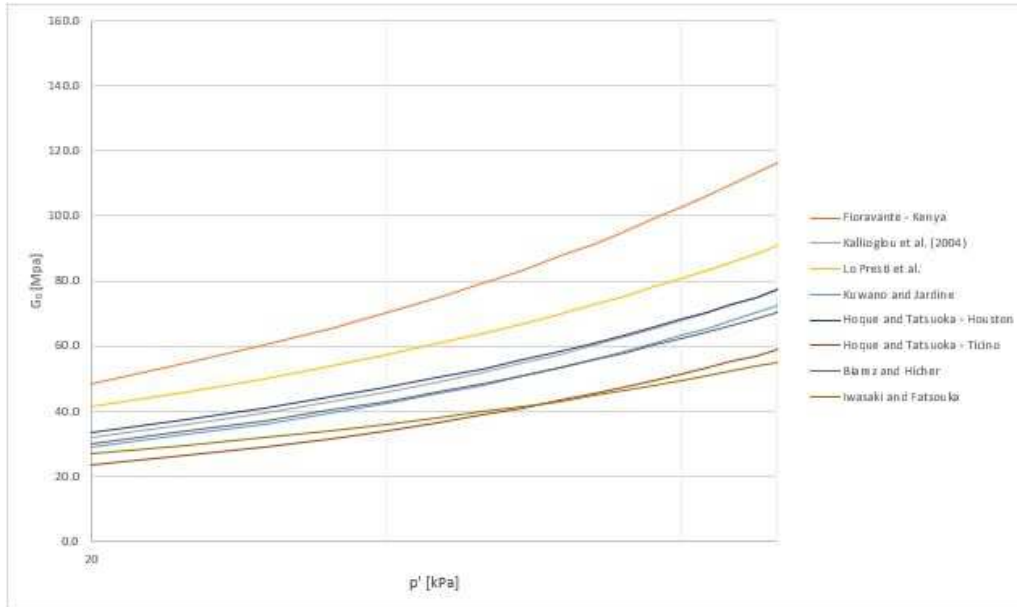


Figura 3.3 – relazioni di letteratura $G_0 - p'$

Attraverso i dati delle tre CPTu eseguite nella zona dell'ampliamento prima di effettuare il trattamento, è stato stimato il modulo di taglio del tratto analizzato mediante la relazione proposta da Robertson

$$G_0 = 0.0188(10^{0.55I_c + 1.68})(q_t - \sigma_{v0})$$

da cui è stato ricavato il seguente risultato

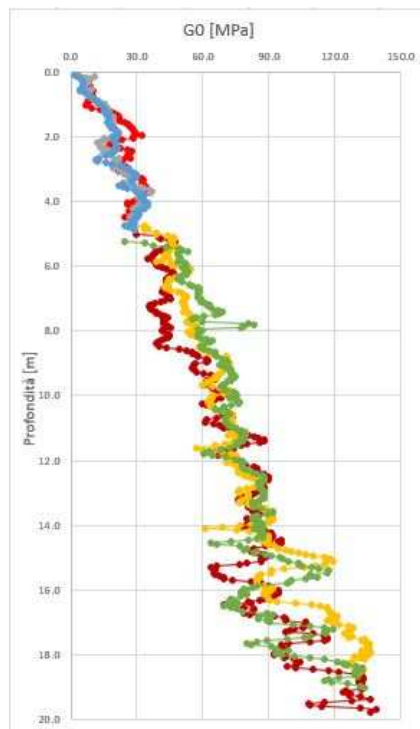


Figura 3.4 – $G_0 - z$ da CPTu

Quindi, gli stessi valori sono stati messi in relazione alla tensione efficace media p' e poi sovrapposti al diagramma $G_0 - p'$ in cui sono riportate le relazioni di letteratura.

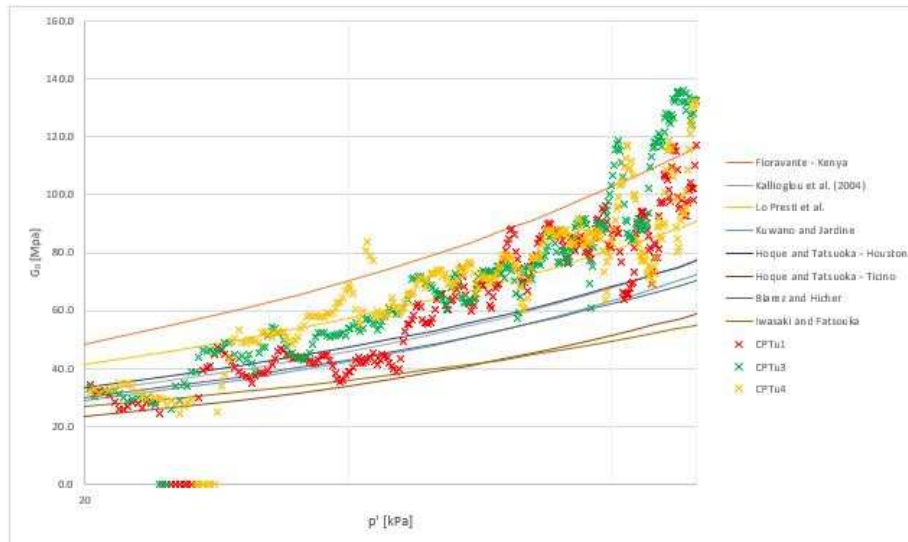


Figura 3.5 – $G_0 - p'$; confronto dati in situ e relazioni di letteratura

Da questo confronto è stato possibile definire come relazione di letteratura di riferimento quella proposta da Lo Presti et al; infatti, tale relazione è quella che meglio approssima l'andamento dei dati ottenuti dalle prove in situ.

Quindi, per valutare la bontà nell'approssimazione di G_0 con la profondità z della relazione scelta è stata effettuata la sovrapposizione nel diagramma $G_0 - z$ dei risultati delle prove in situ e dei valori ottenuti dalla relazione di Lo Presti et al. Per avere dei valori di riferimento di G_0 per il confronto, anche nella zona al di sotto dei 20 metri analizzati mediante CPTu, si sono stimati i moduli di taglio a partire dai valori delle velocità delle onde di taglio V_s determinati mediante la prova geofisica effettuata in un molo adiacente alla zona di interesse. Per ottenere i valori di G_0 a partire da V_s , è stata impiegata la seguente relazione

$$G_0 = \rho V_s$$

dove

$$\rho = \frac{\gamma}{g}$$

nell'immagine seguente sono riportati i valori di G_0 per tutta la profondità analizzata mediante la prova geofisica: i valori di interesse per il confronto sono quelli al di sotto dei 20 metri.

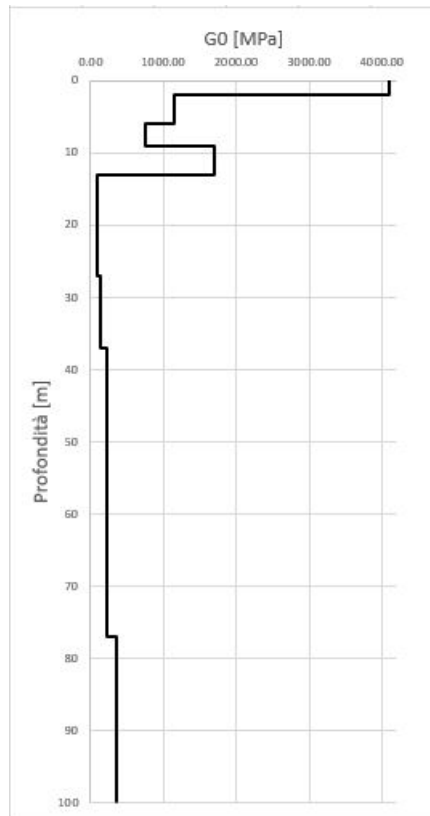


Figura 3.6 – G0 – z da prova geofisica

Quindi si riporta il confronto tra gli andamenti di G0 – z ottenuti dalle prove in situ e i dati ottenuti dalla relazione di letteratura

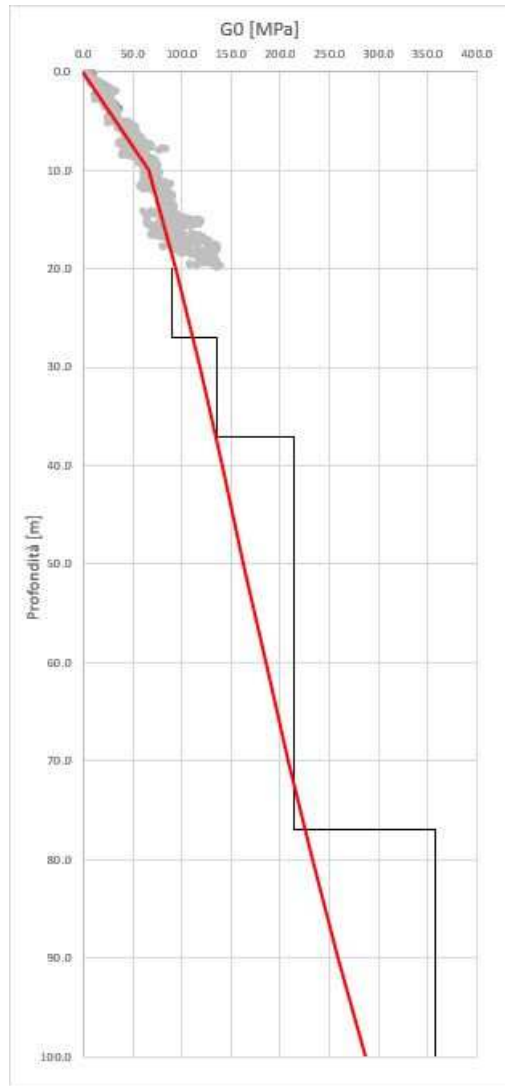


Figura 3.7 – G0 – z – Confronto dati sperimentali con andamento teorico

Definito l'andamento con cui varia il modulo di taglio G_0 con la profondità, è stato determinato il valore di G_0 di riferimento per la porzione di terreno che verrà presa in considerazione nel calcolo dei cedimenti. Tuttavia, poiché il modulo di taglio varia con la profondità, per effettuare una stima più accurata dei moduli si è deciso di suddividere la porzione di terreno che si estende dal fondale ai 50 metri di profondità, profondità a cui si estenderà il modello FEM, in 4 sottostrati che verranno caratterizzati ognuno con un proprio modulo. La suddivisione impiegata è la seguente:

STRATO 1: da 0 metri a 7 metri

STRATO 2: da 7 metri a 15 metri

STRATO 3: da 15 metri a 30 metri

STRATO 4: da 30 metri a 50 metri

Definiti i tre sottostrati, dal grafico dell'andamento di G0 con la profondità sono stati definiti i valori del modulo di taglio di riferimento, assunti costanti per ogni sottostrato.

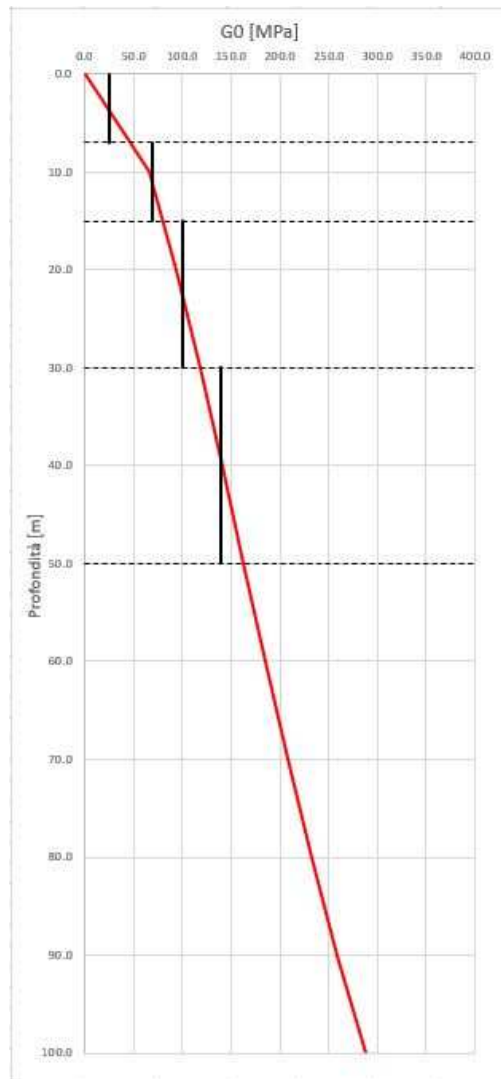


Figura 3.8 – G0 riferimento

STRATO 1: $G^{ref} = 25$ MPa

STRATO 2: $G^{ref} = 70$ MPa

STRATO 3: $G^{\text{ref}} = 100 \text{ MPa}$

STRATO 4: $G^{\text{ref}} = 140 \text{ MPa}$

Per quanto riguarda lo strato sottoposto a vibro-flottazione, è stato fatto riferimento alle stesse curve di decadimento in quanto non c'è un'importante variazione nella granulometria post-trattamento. Il modulo di taglio di riferimento è stato derivato dai risultati delle prove CPT svolte post trattamento tramite la formulazione di Robertson riportata sopra

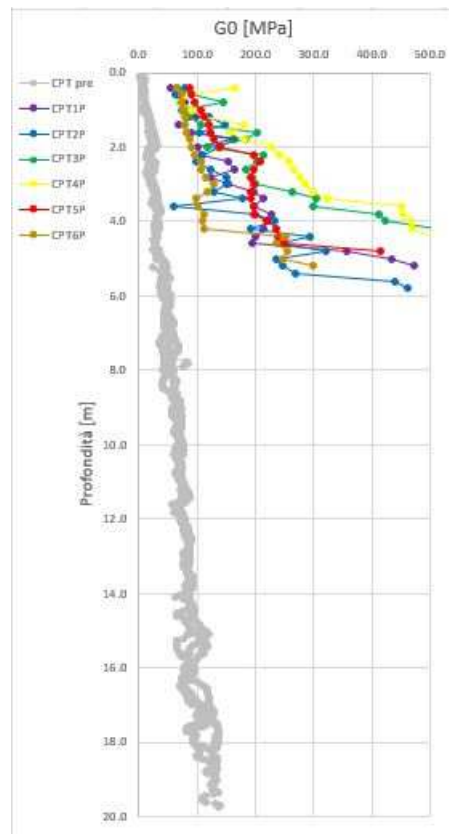


Figura 3.9 - Confronto valori G_0 pre e post trattamento da CPT

STRATO VIBRO-FLOTTATO: $G^{\text{ref}} = 150 \text{ MPa}$

Il penultimo step del processo, che porta alla determinazione del modulo elastico da associare alle varie porzioni di terreno, prevede la definizione delle curve di decadimento del modulo di taglio. Al fine di ottenere una valutazione rigorosa sarebbe opportuno lavorare tramite curve di decadimento ottenute mediante prove di laboratorio svolte su campioni di terreno estratti nella zona di interesse. Tuttavia in questo caso, non essendo state effettuate prove di questo tipo, le curve di decadimento sono state ricavate da relazioni di letteratura: in particolare

la relazione impiegata è quella proposta dall'Eurocodice 7, in cui viene proposta la seguente espressione per determinare la curva di decadimento normalizzata:

$$\frac{G_{sec}}{G_0} = \left[1 + \left(\frac{\gamma_{cyc}}{\gamma_{ref}} \right)^\alpha \right]^{-1}$$

dove

- G_0 è il modulo di taglio a piccole deformazioni;
- γ_{cyc} è la deformazione a taglio ciclica;
- γ_{ref} è un valore della deformazione a taglio che si ha in corrispondenza del seguente rapporto $G_{sec}/G_{max} = 0.5$. L'espressione che si utilizza per determinarlo in percentuale è

$$\gamma_{ref} = 0.12 C_u^{-0.6} \left(\frac{\sigma'_0}{p_a} \right)^{0.5 C_u^{-0.15}}$$

con

- α è il coefficiente di curvatura che si determina con la seguente espressione

$$\alpha = 0.86 + 0.1 \log \left(\frac{\sigma'_0}{p_a} \right)$$

- C_u è il coefficiente di uniformità che si determina dall'analisi granulometrica ed è definito come rapporto tra d_{10}/d_{60} ;
- p_a è la pressione atmosferica;
- σ'_0 è la pressione efficace media

Per la determinazione delle curve di decadimento, e in particolare, per la determinazione del coefficiente di uniformità si è fatto riferimento alle analisi granulometriche che sono state svolte negli 8 campioni estratti dai sondaggi. Di seguito vengono riportati la tabella in cui viene indicata la profondità dei vari campioni e i tre parametri caratteristici della curva granulometrica, e di seguito le curve granulometriche degli 8 campioni.

Tabella 23 - Campioni analisi granulometrica

ANALISI GRANULOMETRICA						
SONDAGGIO	CI	PROFONDITA'	D_{60}	D_{30}	D_{10}	
S1	1	1.00	1.50	0.01380	0.00570	0.00325
	2	5.00	5.50	0.08700	0.05000	0.01900
	3	7.00	7.50	0.09800	0.06200	0.03600
	4	8.50	9.00	0.07700	0.04500	0.00700
S2	1	2.00	2.50	0.12500	0.08300	0.04500
	2	4.00	4.50	0.07500	0.04400	0.01100
	3	6.00	6.50	0.08000	0.05000	0.01450
	4	9.50	10.00	0.08400	0.04850	0.02600

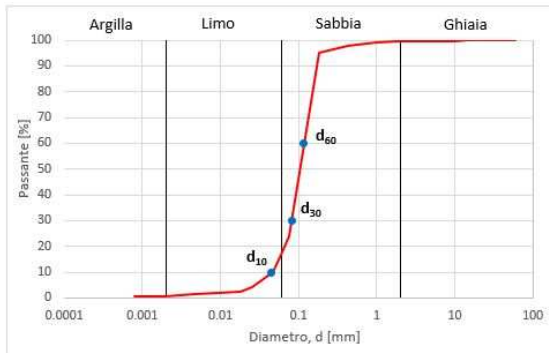


Figura 3.10 - Curva granulometrica S1-CI1

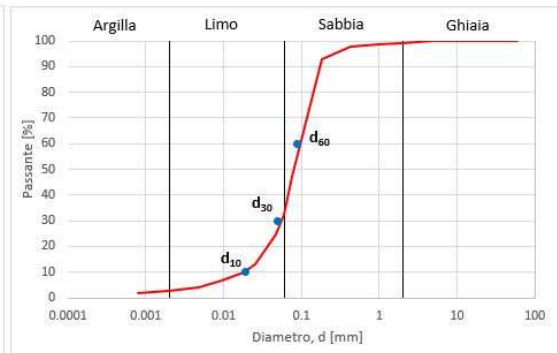


Figura 3.11 - Curva granulometrica S1-CI2

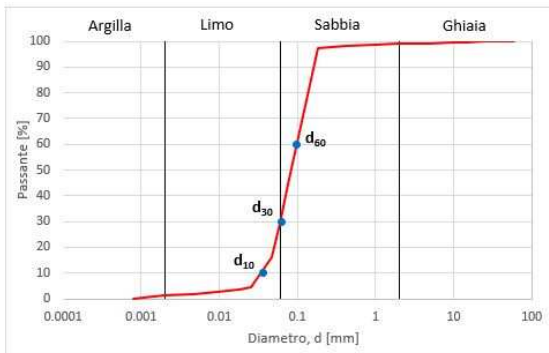


Figura 3.12 -- Curva granulometrica S1-CI3

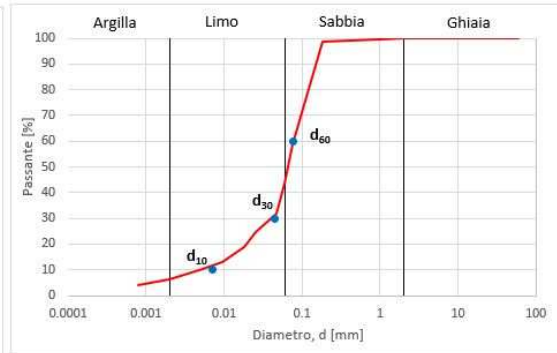


Figura 3.13 - Curva granulometrica S1-CI4

definito agli estremi dalla curva di decadimento S1-CI1 e dalla S2-CI4: quindi si è deciso di effettuare le valutazioni sul modulo elastico all'interno di questo range di variabilità, prendendo come riferimento le due curve di estremo. Inoltre, considerata la buona omogeneità del deposito sabbio che si evince dalla caratterizzazione riportata al capitolo precedente, queste curve sono state assunte come caratteristiche dell'intero strato sabbioso in questione.

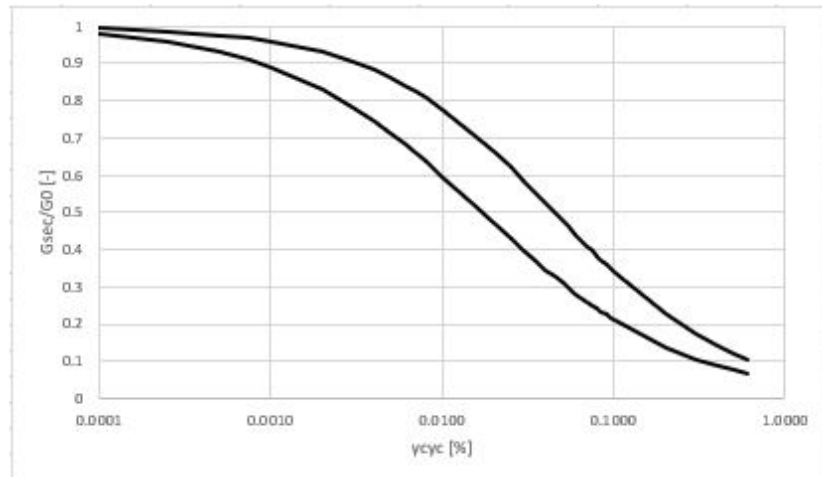


Figura 3.19 - Curve decadimento di riferimento

Mentre nel modello FEM è possibile associare ad ogni strato la curva di decadimento caratteristica assegnando la deformazione a taglio in corrispondenza di $G_{sec}/G_0 = 0,7$ e il modulo G_0 di riferimento, per procedere con il calcolo analitico è necessario definire i moduli elastici per ogni strato. A tal fine, si è proceduto moltiplicando le due curve normalizzate per i moduli di taglio G_0 di riferimento, definiti precedentemente per i quattro strati, da cui sono state ricavate le curve che descrivono la variazione di G_0 in funzione della deformazione per ogni strato. Assumendo, poi, come valida l'ipotesi secondo cui le deformazioni a taglio sono circa uguali alle deformazioni verticali che il terreno subirà, le curve ottenute sono state trasformate nelle curve che descrivono la variazione del modulo elastico E in funzione della deformazione. Per passare dal valore del modulo di taglio al modulo elastico è stata impiegata la nota relazione

$$E = 2(1 + \nu)G$$

Infine, la scelta del valore del modulo elastico è stata effettuata all'interno del range di deformazione, considerate caratteristiche per le fondazioni, ovvero comprese tra $\epsilon = 0,0045\%$ e $\epsilon = 0,2\%$ che viene indicato nel grafico sottostante proposto da Atkinson.

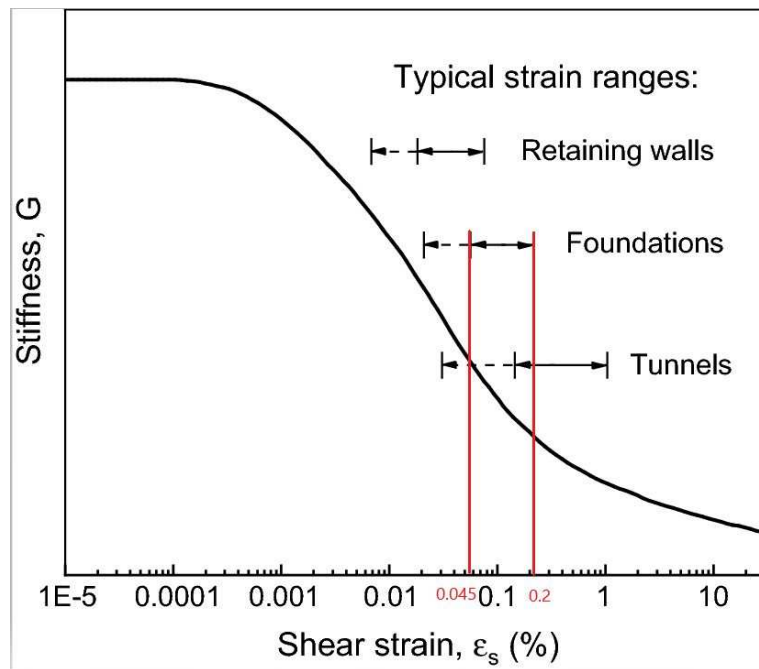


Figura 3.20 - Intervalli deformazione tipici [Atkinson, 2000]

Poiché non è possibile definire l'esatto stato di deformazione del terreno, si è assunto come valore del modulo elastico per ciascuno strato quello in corrispondenza della deformazione allo 0,1%. Avendo individuato un range di variabilità delle curve di decadimento, il modulo elastico è stato definito come il valore che, in corrispondenza della deformazione allo 0,1%, ricade nel mezzo di questo range. Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti; non verrà definito il modulo elastico alla deformazione dello 0,1% nello strato 1, in quanto nel calcolo analitico in quello spessore verranno considerate solo le caratteristiche meccaniche dello strato vibroflottato, né nello strato 3 in quanto la profondità di terreno coinvolta nel cedimento, valutata con il criterio tensionale, risulta compresa nei primi 33 metri.

- **STRATO VF:**

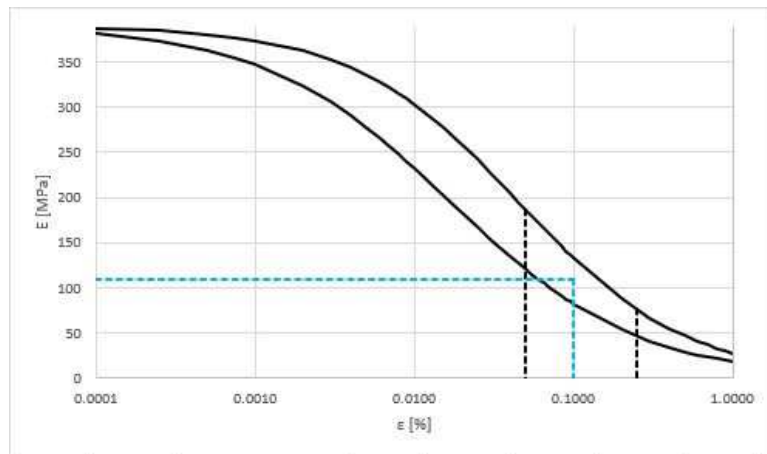


Figura 3.21 - curve di decadimento strato VF

Tabella 24 - modulo elastico strato VF

ϵ	E5
[%]	[MPa]
0.1	110

- **STRATO 1:**

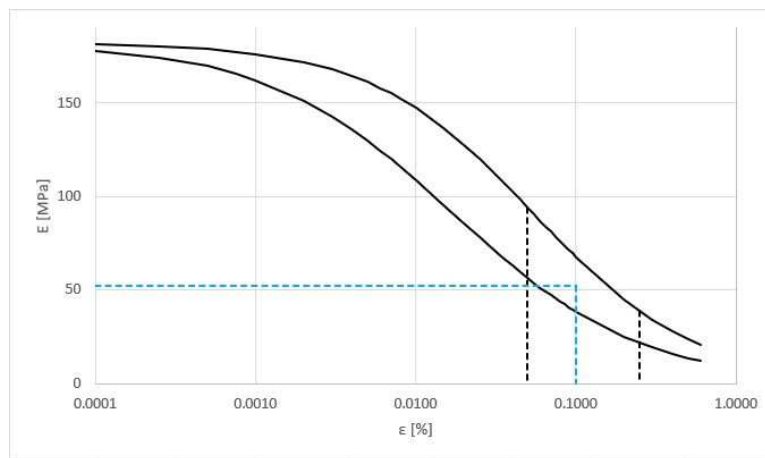


Figura 3.22 - Curve di decadimento strato 1

Tabella 25 - Modulo elastici strato 1

ϵ	E5
[%]	[Mpa]
0.1	52

- **STRATO 2:**

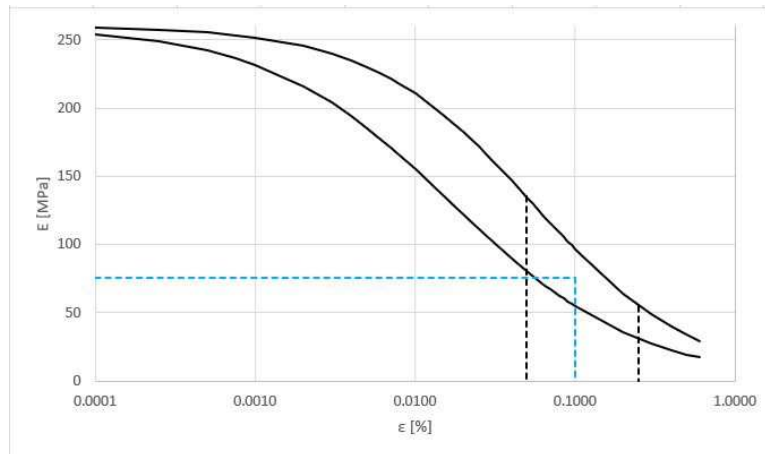


Figura 3.23 - Curve di decadimento strato 2

Tabella 26 - Modulo elastici strato 2

ϵ	E5
[%]	[MPa]
0.1	76

È interessante notare come i moduli elastici in corrispondenza di una deformazione dello 0,1%, stimati a partire dalle curve di decadimento e quelli stimati a partire dai risultati delle CPTu elaborati mediante la relazione di Robertson diano risultati molto simili: dal grafico presente nell'immagine 2.55 si può vedere come il valore medio del modulo elastico tra i 7 e i 15 metri è compreso tra 50 e 55 Mpa mentre nello strato sottostante circa 75 Mpa.

3.2. Calcolo cedimenti – metodo analitico

La valutazione dei cedimenti eseguita in questa fase si è sviluppata, come per tutti i metodi di calcolo tradizionali, in 3 fasi: inizialmente si è svolta l'analisi dei carichi, poi sono stati calcolati gli incrementi di tensione totale indotti dai carichi tramite la teoria dell'elasticità ed infine sono stati calcolati i cedimenti, in questo caso solamente istantanei in quanto abbiamo terreni sabbiosi, tramite integrazione delle deformazioni.

Inizialmente si è definita l'entità dei carichi caratteristici di ogni fase di realizzazione dell'opera. Facendo riferimento ai carichi definiti nell'analisi dei carichi effettuata nel paragrafo 2.1.1, questi rappresentano i carichi totali che andranno ad agire sul singolo cassone: tuttavia, per effettuare il calcolo dei cedimenti, considerando la geometria complessiva della struttura, si è scelto di utilizzare lo schema di fondazione nastriforme ovvero con dimensione

longitudinale infinita. A fronte di questa considerazione, ogni carico è stato diviso per la lunghezza del cassone, ovvero 39,20 metri, così da ottenere un carico per unità di lunghezza, concorde con le relazioni impiegate per effettuare il calcolo. Definiti i vari carichi, come carichi per unità di lunghezza, sono state accorpate le azioni per ogni fase di realizzazione dell'opera: di seguito vengono riportati i risultati.

Nella prima fase, il cassone viene fatto affondare tramite il riempimento delle celle con acqua fino a portarlo al fondo. Oltre al carico degli elementi strutturali, è quindi presente il carico dell'acqua presente nelle celle, la spinta dell'acqua che grava nelle due sporgenze della fondazione e la sottospinta idraulica

Tabella 27 - Carichi FASE 1 - AFFONDAMENTO

FASE 1 - AFFONDAMENTO		
PLATEA BASE	P [kN/m]	428.75
SETTI	P [kN/m]	1400.14
ACQUA	P [kN/m]	812.85
RIEMP ACQUA	P [kN/m]	1335.379
SOTTOSPINTA	S [kN/m]	2862.825
CARICO TOTALE	P [kN/m]	1114.29

Nella seconda fase, il cassone viene stabilizzato tramite l'immissione di materiale arido per metà del volume delle celle. Oltre al carico degli elementi strutturali, è quindi presente il carico dell'acqua e del materiale di riempimento presente nelle celle, la spinta dell'acqua che grava nelle due sporgenze della fondazione e la sottospinta idraulica

Tabella 28 - Carichi FASE 2 - RIEMPIMENTO 50%

FASE 2 - RIEMPIMENTO 50%		
PLATEA BASE	P [kN/m]	428.75
SETTI	P [kN/m]	1400.14
ACQUA	P [kN/m]	812.85
RIEMP ACQUA	P [kN/m]	667.69
RIEMP ARIDO	P [kN/m]	1402.515
SOTTOSPINTA	S [kN/m]	2862.825
CARICO TOTALE	P [kN/m]	1849.12

Nella terza fase, il cassone viene riempito per il 90% del volume delle celle con materiale arido. Oltre al carico degli elementi strutturali, è quindi presente il carico dell'acqua e del materiale di riempimento presente nelle celle, la spinta dell'acqua che grava nelle due sporgenze della fondazione e la sottospinta idraulica

Tabella 29 - Carichi FASE 3 - RIEMPIMENTO 90%

FASE 3 - RIEMPIMENTO 90%		
PLATEA BASE	P [kN/m]	428.75
SETTI	P [kN/m]	1400.14
ACQUA	P [kN/m]	812.85
RIEMP ACQUA	P [kN/m]	133.54
RIEMP ARIDO	P [kN/m]	2524.527
SOTTOSPINTA	S [kN/m]	2862.825
CARICO TOTALE	P [kN/m]	2436.98

Nella quarta fase, il cassone viene riempito completamente con materiale arido. Oltre al carico degli elementi strutturali, è quindi presente del materiale di riempimento presente nelle celle, la spinta dell'acqua che grava nelle due sporgenze della fondazione e la sottospinta idraulica

Tabella 30 - Carichi FASE 4 - RIEMPIMENTO COMPLETO

FASE 4 - RIEMPIMENTO COMPLETO		
PLATEA BASE	P [kN/m]	428.75
SETTI	P [kN/m]	1400.14
ACQUA	P [kN/m]	812.85
RIEMP ARIDO	P [kN/m]	2805.03
SOTTOSPINTA	S [kN/m]	2862.825
CARICO TOTALE	P [kN/m]	2583.94

Nella quinta fase, viene realizzato platea in sommità. Si aggiunge quindi ai carichi delle fase precedenti il peso di tale elemento.

Tabella 31 - Carichi FASE 5 - PLATEA DI SOMMITA'

FASE 5 - PLATEA SOMMITA'		
PLATEA BASE	P [kN/m]	428.75
SETTI	P [kN/m]	1400.14
ACQUA	P [kN/m]	812.85
RIEMP ARIDO	P [kN/m]	2805.03
PLATEA SOMMITA'	P [kN/m]	484.375
SOTTOSPINTA	S [kN/m]	2862.825
CARICO TOTALE	P [kN/m]	3068.32

Nella sesta fase, viene realizzato il castelletto in sommità. Si aggiunge quindi ai carichi delle fase precedenti il peso di tale elemento.

Tabella 32 - Carichi FASE 6 – CATELLETTO

FASE 6 - CASTELLETTO		
PLATEA BASE	P [kN/m]	428.75
SETTI	P [kN/m]	1400.14
ACQUA	P [kN/m]	812.85
RIEMP ARIDO	P [kN/m]	2805.03
PLATEA SOMMITA'	P [kN/m]	484.375
CASTELLETTO	P [kN/m]	312.0077
SOTTOSPINTA	S [kN/m]	2862.825
CARICO TOTALE	P [kN/m]	3380.33

Prima di procedere con il calcolo dei cedimenti è necessario suddividere la porzione di terreno coinvolta nei cedimenti in n strati, al fine di incrementare la precisione delle fasi successive del calcolo ovvero la determinazione degli incrementi di tensione e il calcolo delle deformazioni, da cui si deriverà per integrazione il cedimento finale. La suddivisione scelta ha previsto di suddividere i 33 metri di terreno, considerati nella valutazione, in strati di spessore 50 cm.

Tabella 33 - tabella riassuntiva modello geotecnico

STRATIGRAFIA	SPESSPRE [m]	E [kN/m ²]	v [-]
STRATO VIBROFLOTTATO	7	125000	0.3
SABBIA 1	8	52000	0.3
SABBIA 2	18	76000	0.3

Quindi, per ognuna delle 6 fasi della costruzioni sono stati calcolati gli incrementi di tensione totale indotti dai carichi facendo. La prima soluzione analitica, relativa agli incrementi di tensione nel terreno dovuti ad una forza concentrata su di una superficie di un semispazio costituito da un materiale linearmente elastico, omogeneo ed isotropo, fu proposta da Boussinesq: in seguito sono state proposte molte altre soluzioni relative a differenti condizioni di carico e quella impiegata in questo caso è quella proposta da Poulos e Davis per determinare gli incrementi di tensione indotti da una striscia di carico indefinita di larghezza B ed intensità q

$$\Delta\sigma_z = \left(\frac{2q}{\pi}\right) x [\alpha + (sen\alpha x cosa)]$$

$$\Delta\sigma_x = \left(\frac{2q}{\pi}\right) x [\alpha - (sen\alpha x cosa)]$$

$$\Delta\sigma_y = \left(\frac{4q}{\pi}\right) x (v\alpha)$$

dove:

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{B/2}{z}\right)$$

Infine, a partire degli incrementi tensionali appena calcolati e con riferimento ai moduli elastici individuati nel paragrafo precedente, sono state calcolate le deformazioni proprie di ogni strato di spessore 50 cm da cui, per integrazione sullo spessore complessivo, sono stati calcolati i cedimenti finali w_{TOT} .

$$w_{TOT} = \int_0^H \varepsilon_z dz = \int_0^H \frac{1}{E'} [\Delta\sigma'_z - \nu'(\Delta\sigma'_x + \Delta\sigma'_y)] dz$$

Inoltre, poiché i cassoni sono posati su uno scanno di imbasamento realizzato con materiale granulare compattato, è stato valutato anche il cedimento a cui sarà soggetto questo strato: sommando poi il valore del cedimento proprio dello scanno, a quello del terreno sottostante si ottiene il cedimento complessivo della struttura. Per effettuare questa previsione si è fatto affidamento sui risultati di due prove di carico su piastra effettuate sullo scanno di imbasamento, post costipamento, al di sotto delle zone di impronta dei cassoni numero 3 e 4. Le prove sono state effettuate eseguendo, per entrambi i punti di applicazione, due cicli di carico e scarico consecutivi spinti fino alla pressione massima resa sullo scanno di 250 kPa. Dai risultati ottenuti è stato possibile costruire le due curve pressione-cedimento. Entrando nei due grafici tramite i valori delle pressioni definite per ciascuna fase costruttiva di interesse, è stato possibile individuare i corrispondenti valori di cedimento dello scanno di imbasamento sul ramo di carico del primo ciclo. Al fine di ottenere un unico valore di stima del cedimenti, si è effettuata una media tra i due valori ottenuti dalle due curve per ogni fase costruttiva. Di seguito si riportano i risultati.

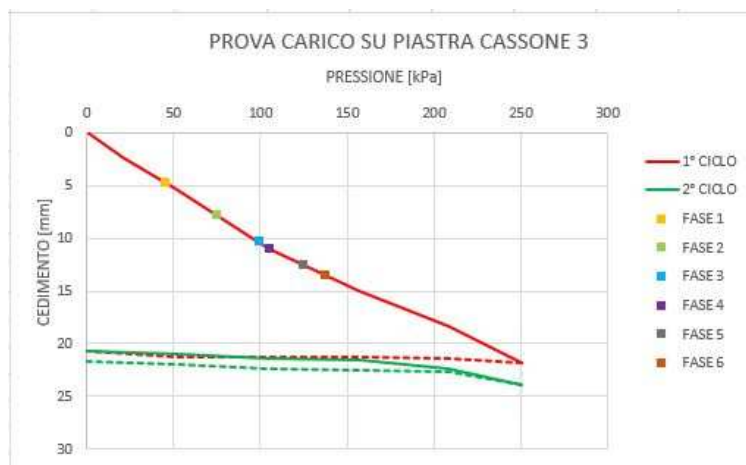


Figura 3.24 - Curva pressione-cedimento cassone numero 3

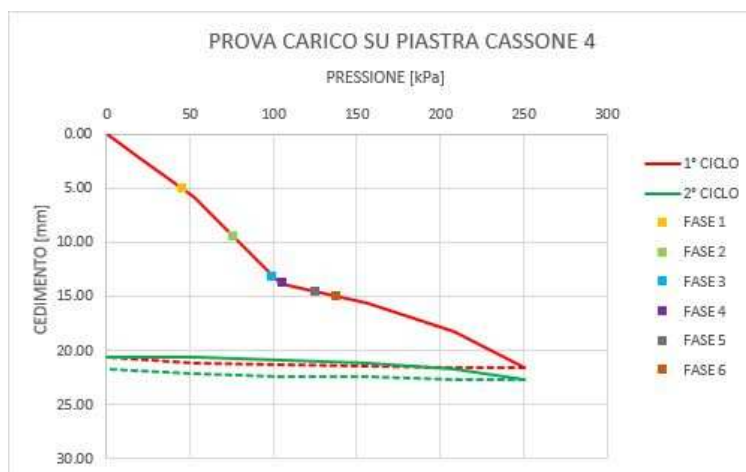


Figura 3.25 - Curva pressione - cedimento cassone numero 4

Tabella 34 - Cedimento scanno imbasamento - FASE 1

FASE 1 - AFFONDAMENTO		
PRESSIONE AGENTE	q [kN/m ²]	45.48
CASSONE 3	δ_{Stot} [mm]	4.8
CASSONE 4	δ_{Stot} [mm]	5

Tabella 35 - Cedimento scanno imbasamento - FASE 2

FASE 2 - RIEMPIMENTO 50%		
PRESSIONE AGENTE	q [kN/m ²]	75.47
CASSONE 3	δ_{Stot} [mm]	7.8
CASSONE 4	δ_{Stot} [mm]	9.5

Tabella 36 - Cedimento scanno imbasamento - FASE 3

FASE 3 - RIEMPIMENTO 90%		
PRESSIONE AGENTE	q [kN/m ²]	99.47
CASSONE 3	δ_{Stot} [mm]	10.4
CASSONE 4	δ_{Stot} [mm]	13.2

Tabella 37 - Cedimento scanno imbasamento - FASE 4

FASE 4 - RIEMPIMENTO COMPLETO		
PRESSIONE AGENTE	q [kN/m ²]	105.47
CASSONE 3	δ_{Stot} [mm]	11
CASSONE 4	δ_{Stot} [mm]	13.7

FASE 5 - PLATEA SOMMITA'		
PRESSIONE AGENTE	q [kN/m ²]	125.24
CASSONE 3	δ_{Stot} [mm]	12.6
CASSONE 4	δ_{Stot} [mm]	14.6

Tabella 38 - Cedimento scanno imbasamento - FASE 6

Tabella 39 - Cedimento scanno imbasamento - FASE 6

FASE 6 - CASTELLETTO		
PRESSIONE AGENTE	q [kN/m ²]	137.97
CASSONE 3	δ_{Stot} [mm]	13.5
CASSONE 4	δ_{Stot} [mm]	15

Si riportano i risultati ottenuti del calcolo dei cedimenti calcolati per ognuna delle sei fasi realizzative previste.

Tabella 40 - Cedimento terreno - FASE 1

FASE 1 - AFFONDAMENTO									
Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}	
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	
1	SABBIA VIBROFLOTTATA	7.00	0.0	7.0	0.5	125000	0.30	0.16	
2	SABBIA	8.00	7.0	15.0	0.5	52000	0.30	0.48	
3	SABBIA	18.00	15.0	33.0	0.5	76000	0.30	0.54	
								$\delta_{ctot} =$	1.18 (cm)

Tabella 41 - Cedimento terreno - FASE 2

FASE 2 - RIEMPIMENTO 50%									
Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}	
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	
1	SABBIA VIBROFLOTTATA	7.00	0.0	7.0	0.5	125000	0.30	0.27	
2	SABBIA	8.00	7.0	15.0	0.5	52000	0.30	0.79	
3	SABBIA	18.00	15.0	33.0	0.5	76000	0.30	0.89	
								$\delta_{ctot} =$	1.95 (cm)

Tabella 42 - Cedimento terreno - FASE 3

FASE 3 - RIEMPIMENTO 90%									
Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}	
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	
1	SABBIA VIBROFLOTTATA	7.00	0.0	7.0	0.5	125000	0.30	0.35	
2	SABBIA	8.00	7.0	15.0	0.5	52000	0.30	1.04	
3	SABBIA	18.00	15.0	33.0	0.5	76000	0.30	1.17	
								$\delta_{ctot} =$	2.57 (cm)

Tabella 43 - Cedimento terreno - FASE 4

FASE 4 - RIEMPIMENTO COMPLETO									
Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}	
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	
1	SABBIA VIBROFLOTTATA	7.00	0.0	7.0	0.5	125000	0.30	0.37	
2	SABBIA	8.00	7.0	15.0	0.5	52000	0.30	1.11	
3	SABBIA	18.00	15.0	33.0	0.5	76000	0.30	1.24	
								$\delta_{ctot} =$	2.73 (cm)

Tabella 44 - Cedimento terreno - FASE 5

FASE 5 - PLATEA SOMMITA'									
Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}	
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	
1	SABBIA VIBROFLOTTATA	7.00	0.0	7.0	0.5	125000	0.30	0.45	
2	SABBIA	8.00	7.0	15.0	0.5	52000	0.30	1.31	
3	SABBIA	18.00	15.0	33.0	0.5	76000	0.30	1.48	
								$\delta_{ctot} =$	3.24 (cm)

Tabella 45 - Cedimento terreno - FASE 6

FASE 6 - CASTELLETO									
Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E	ν	δ_{ci}	
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)	
1	SABBIA VIBROFLOTTATA	7.00	0.0	7.0	0.5	125000	0.30	0.49	
2	SABBIA	8.00	7.0	15.0	0.5	52000	0.30	1.45	
3	SABBIA	18.00	15.0	33.0	0.5	76000	0.30	1.63	
								$\delta_{ctot} =$	3.57 (cm)

Quindi si riporta il calcolo del cedimento complessivo, dato dalla somma del cedimento dello scanno di imbasamento e del terreno, per ciascuna fase.

Tabella 46 - Cedimento complessivo cassone - FASE 1

FASE 1 - AFFONDAMENTO		
CARICO TOTALE	P [kN/m]	1114.29
PRESSIONE AGENTE	q [kN/m ²]	45.48
CED TERRENO	δ_{ctot} [cm]	1.18
CED SCANNO IMB	δ_{stot} [cm]	0.49
	δ_{tot} [cm]	1.67

Tabella 47 - Cedimento complessivo cassone - FASE 2

FASE 2 - RIEMPIMENTO 50%		
CARICO TOTALE	P [kN/m]	1849.12
PRESSIONE AGENTE	q [kN/m ²]	75.47
CED TERRENO	δ_{ctot} [cm]	1.95
CED SCANNO IMB	δ_{stot} [cm]	0.87
	δ_{tot} [cm]	2.82

Tabella 48 - Cedimento complessivo cassone - FASE 3

FASE 3 - RIEMPIMENTO 90%		
CARICO TOTALE	P [kN/m]	2436.98
PRESSIONE AGENTE	q [kN/m ²]	99.47
CED TERRENO	δ_{ctot} [cm]	2.57
CED SCANNO IMB	δ_{stot} [cm]	1.18
	δ_{tot} [cm]	3.75

Tabella 49 - Cedimento complessivo cassone - FASE 4

FASE 4 - RIEMPIMENTO COMPLETO		
CARICO TOTALE	P [kN/m]	2583.94
PRESSIONE AGENTE	q [kN/m ²]	105.47
CED TERRENO	δ_{ced} [cm]	2.73
CED SCANNO IMB	δ_{sc} [cm]	1.24
	δ_{tot} [cm]	3.97

Tabella 50 - Cedimento complessivo cassone - FASE 5

FASE 5 - PLATEA SOMMITA'		
CARICO TOTALE	P [kN/m]	3068.32
PRESSIONE AGENTE	q [kN/m ²]	125.24
CED TERRENO	δ_{ced} [cm]	3.24
CED SCANNO IMB	δ_{sc} [cm]	1.36
	δ_{tot} [cm]	4.60

Tabella 51 - Cedimento complessivo cassone - FASE 6

FASE 6 - CASTELLETTO		
CARICO TOTALE	P [kN/m]	3380.33
PRESSIONE AGENTE	q [kN/m ²]	137.97
CED TERRENO	δ_{ced} [cm]	3.57
CED SCANNO IMB	δ_{sc} [cm]	1.43
	δ_{tot} [cm]	5.00

Tabella 52 - cedimenti calcolati con metodo analitico

FASE COSTRUTTIVA	δ_{tot} [cm]
FASE 1 - AFFONDAMENTO	1.67
FASE 2 - RIEMPIMENTO 50%	2.82
FASE 3 - RIEMPIMENTO 90%	3.75
FASE 4 - RIEMPIMENTO 100%	3.97
FASE 5 - PLATEA SOMMITA'	4.6
FASE 6 - CASTELLETTO	5

3.3. Calcolo cedimenti – Modello FEM

Per la creazione del modello agli elementi finti è stato utilizzato il programma PLAXIS-2D. Questo codice di calcolo permette di affrontare numerosi problemi geotecnici con relative simulazioni. È possibile simulare il comportamento del terreno, le interazioni terreno-struttura e definire le conseguenti sollecitazioni. Attraverso il programma in questione, è possibile realizzare modelli numerici molto accurati, anche grazie all'uso di modelli costitutivi avanzati del terreno che permettono di tenere in conto comportamenti non lineari dello stesso. È possibile sviluppare sia modelli assialsimmetrici che modelli in condizione deformazione piana (2D), sono escluse invece le modellazioni tridimensionali (3D). Per la

generazione del modello, si inizia con la definizione del modello del terreno, andando a definire la stratigrafia e le caratteristiche meccaniche dei singoli terreni; quindi, si passa alle geometrie degli elementi strutturali mediante l'ausilio di punti, linee ed aree per poi passare all'assegnazione dei materiali anche per questi elementi. Durante la definizione di questi aspetti, è possibile inoltre definire varie fasi, ad esempio varie fasi costruttive, che poi il programma prenderà in considerazione durante lo svolgimento delle analisi. Quindi si possono assegnare ulteriori carichi e condizioni al contorno. Infine, prima di avviare l'analisi, è necessario aver definito una mesh. L'elemento base della mesh è il triangolo, il quale può essere di due tipologie, a 6 o a 15 nodi. La mesh a 15 nodi permette di ottenere calcoli molto raffinati, tuttavia è necessaria una buona potenza di calcolo, da parte del computer, per analisi inerenti la ricerca della condizione di rottura e del fattore di sicurezza del sistema geotecnico analizzato. Qualora si voglia affrontare, come in questo caso, problemi più semplici come problemi di deformazione è sufficiente l'impiego della mesh triangolare a sei punti. Di seguito si riportano le varie fasi di costruzione del modello in PLAXIS-2D.

Inizialmente sono stati definiti i materiali. Tramite il menu principale, ci si posiziona su "soil", quindi si clicca di nuovo sulla voce "soil" ma nel menu superiore. A questo punto si possono definire i materiali tramite la voce "Show materials".



Figura 3.26 - Schermata menù PLAXIS-2D

Quindi appare una tendina in cui si potranno definire tutti i materiali, terreno e non, che compariranno nel modello assegnando ad ognuno le proprie caratteristiche. Nel rispetto della suddivisione in sottostrati prevista nella precedente definizione del modello geotecnico sono stati definiti 4 strati di sabbia, più la sabbia sottoposta a trattamento di vibroflottazione.

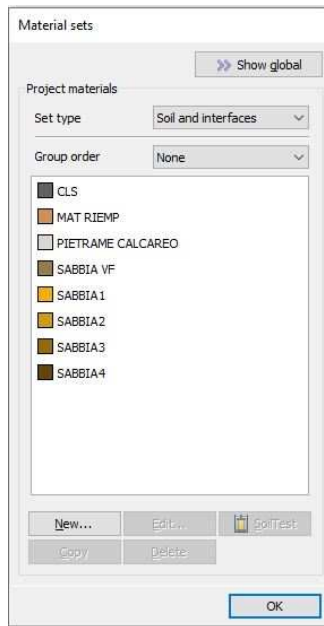


Figura 3.27 - Schermata menù materiali PLAXIS-2D

Dal riquadro soprastante, cliccando su “Edit” è possibile editare un nuovo materiale, andando a definire le proprietà nella finestra che appare, ovvero quella mostrata nella figura sottostante. Come è possibile notare, le prime scelte che si devono effettuare sono riguardo il “Material model” ovvero il legame costitutivo del materiale, e il “Drainage type” ovvero se il materiale risulterà poroso o impermeabile nei confronti dell’acqua. Nel modello in questione i materiali classificabili come terreno, sono stati caratterizzati assegnando ai vari strati la curva di decadimento opportuna, definita tramite il valore G_0 di riferimento e del valore di deformazione in corrispondenza del $G_0/G_{0ref} = 0,7$; inoltre le varie tipologie di terreno sono state caratterizzate con Drained, in quanto materiali granulari. Per l’unico altro materiale presente, ovvero il calcestruzzo, si è adottato un legame linearmente elastico e un “Drainage type” non poroso così da garantire che il calcestruzzo non fosse attraversato dall’acqua. Di seguito si riportano l’esempio del calcestruzzo e del terreno “SABBIA”.

Tabella 53 - Parametri caratteristici assegnati - modello FEM

STRATIGRAFIA	Z [m]		ϕ [°]	$\gamma_{0,7}$	G_0^{ref} [Mpa]
	da	a			
SABBIA VF	0	7	45	0.0002	150
SABBIA 1	0	7	38	0.0002	25
SABBIA 2	7	15	38	0.0002	70
SABBIA 3	15	30	38	0.0002	100
SABBIA 4	30	50	38	0.0002	140

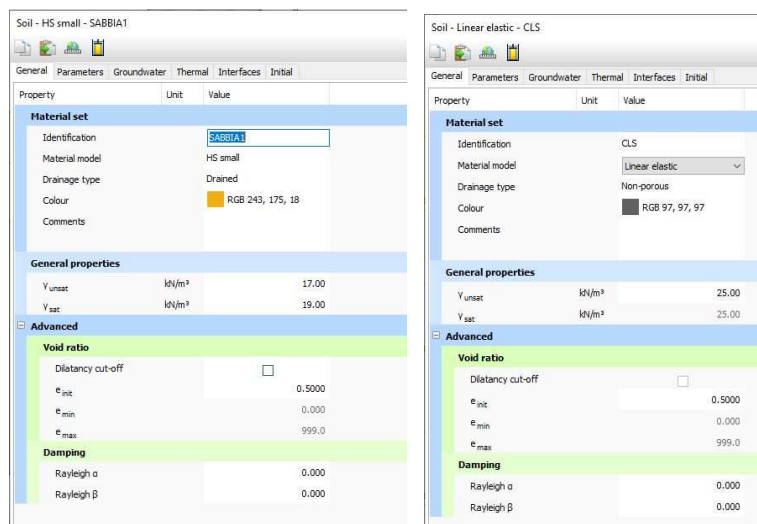


Figura 3.28 - Schermata menù materiali PLAXIS-2D

Una volta definiti i materiali si procede con la definizione della stratigrafia. Dal menu principale si seleziona “Soil” e poi “Modify soil layer”: a questo punto compare una scheda in cui si possono definire tutti gli strati di terreno che fanno parte della stratigrafia in questione, assegnando ad ognuno quota iniziale rispetto alla falda, spessore e materiale di cui è costituito.

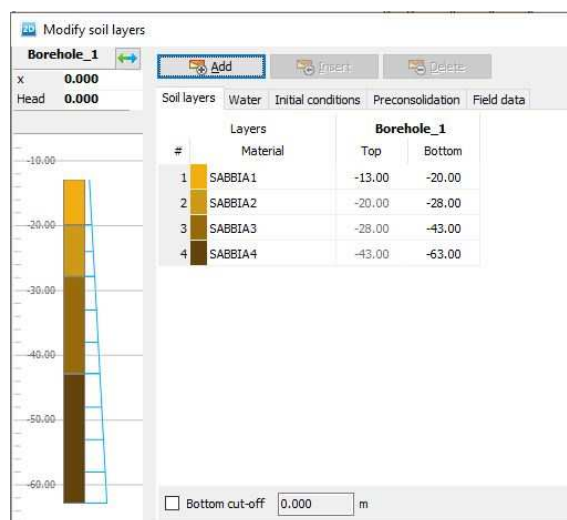


Figura 3.29 - Schermata stratigrafia PLAXIS-2D

A questo punto, nel menu principale mostrato nella prima immagine si seleziona “Structures”: in questo momento si può realizzare la struttura. Ci sono due modi per definire gli elementi e la geometria della struttura: o la si disegna mediante gli strumenti di geometria piana (punti, linee, aree, ecc) a disposizione, o si importa la geometria tramite un file cad. una volta definita la geometria possono essere aggiunti vincoli ed elementi aggiuntivi come tiranti. Nel caso in questione si è importata la geometria, tramite un file cad della sezione: una volta importata la geometria, si procede alla realizzazione del modello geotecnico attraverso

l'uso di punti e linee. Cliccando nel menu verticale di fianco la finestra di visualizzazione, si clicca su "create soil polygon" (come mostrato nell'immagine sottostante) così da disegnare dei poligoni e creare degli elementi piani sul disegno importato. Quindi si assegna ad ogni elemento piano il relativo materiale. In questo caso la struttura è in calcestruzzo, mentre le celle sono riempite di materiale granulare e acqua ed infine il trapezio alla base, che rappresenta il letto d'imbasamento, anch'esso in materiale granulare opportunamente caratterizzato.



Figura 3.30 - Schermata menù PLAXIS-2D

Una volta modellato il cassone, è stato completato il modello del terreno attraverso la modellazione della zona sottoposta a vibro-flottazione: questa è stata modellata tramite il comando "create soil polygon", sopra descritto, disegnando un rettangolo di altezza 7 metri e larghezza 36 metri, dimensioni della sezione della zona sottoposta a vibro-flottazione. Quindi al rettangolo disegnato è stato associato il materiale "SABBIA VF".

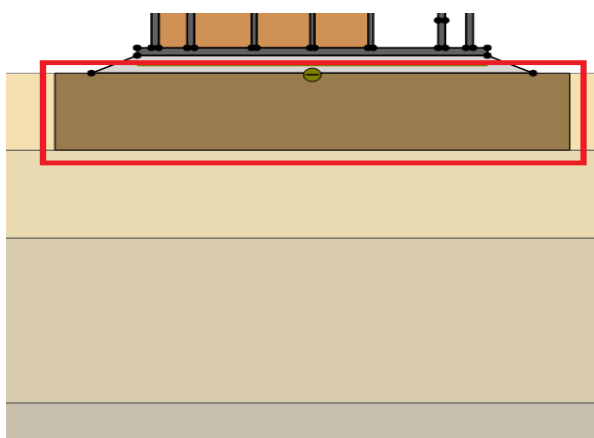


Figura 3.31 - Schermata inserimento "soil polygon" PLAXIS-2D

Quindi si procede con la definizione della mesh. Si clicca, nel menu principale su "Mesh" e poi nel menu verticale di fianco la finestra di visualizzazione su

“generate mesh” che permette di definire la densità con cui il programma dovrà definire la mesh. E’ stata impiegata la mesh “fine”, per i tre strati più profondi, mentre è stata impiegata la mesh “very fine” per lo strato di sabbia più superficiale, per la zona vibro-flottata e per lo scanno di imbasamento.

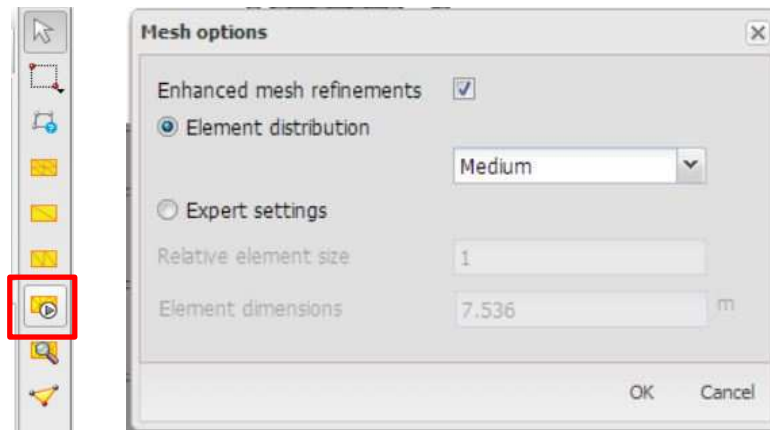


Figura 3.32 - Schermata inserimento mesh PLAXIS-2D

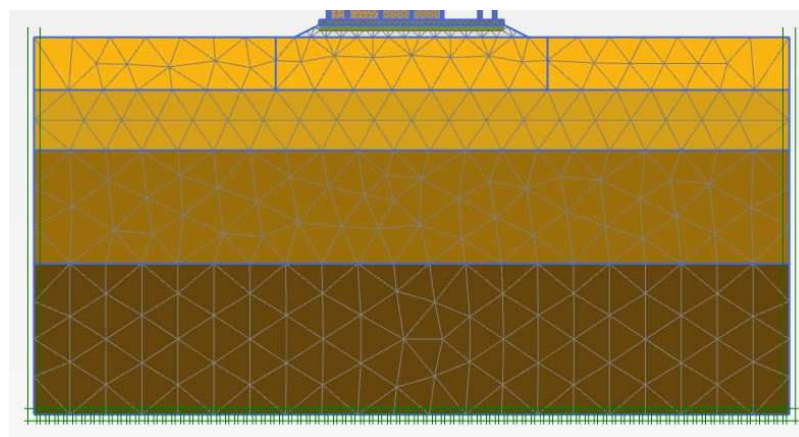
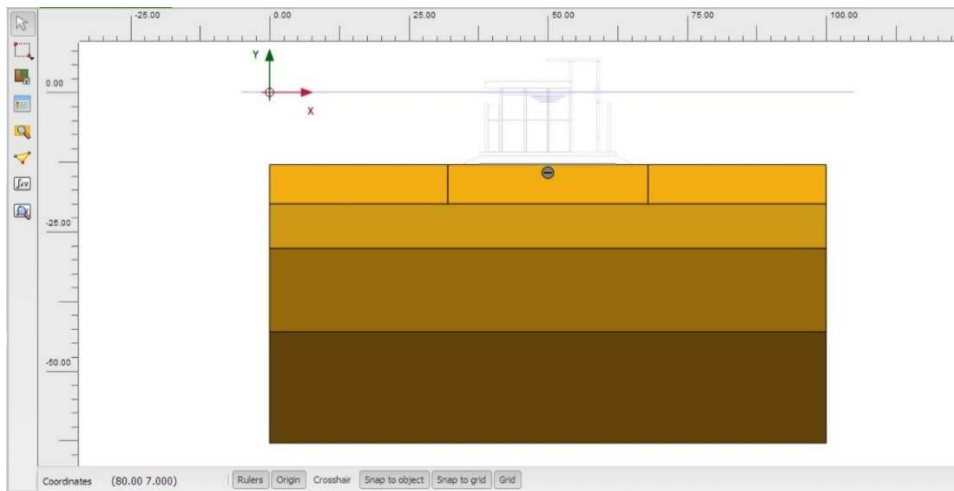


Figura 3.33 - Schermata mesh PLAXIS-2D

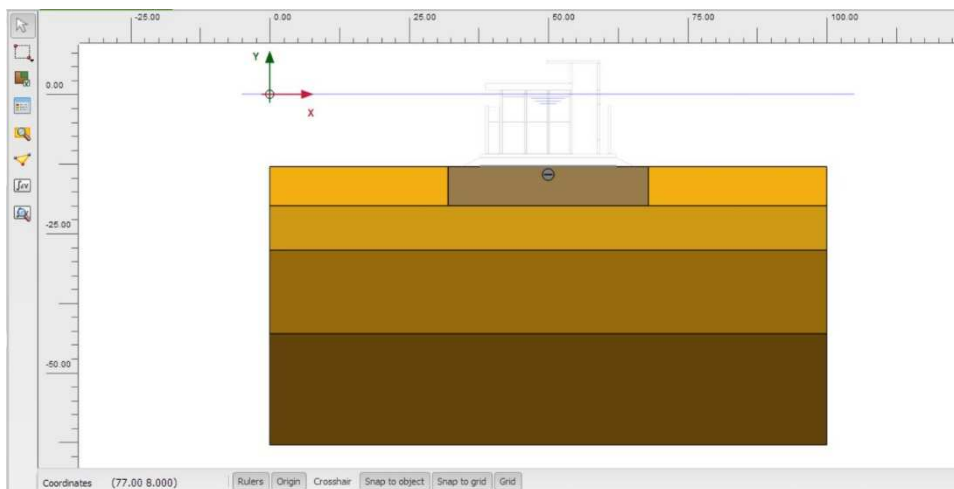
Nell’ultima fase della definizione del modello, individuabile nel menu principale sotto la voce “Staged construction” è possibile definire le varie fasi di realizzazione dell’opera che verranno poi prese in analisi automaticamente dal software. In questo caso sono state inserite tutte e sei le fasi descritte nell’introduzione al capitolo. Sono inoltre presenti ulteriori tre fasi: la fase 0, di default, rappresenta la condizione litostatica iniziale legata alla stratigrafia inizialmente definita, la fase 1, in cui si è modellata la sola zona interessata da vibro-flottazione, la fase 2 in cui è inserito lo scanno di imbasamento. L’inserimento e la distinzione di queste tre fasi permettono di distinguere tra i cedimenti subiti dal terreno prima e dopo il posizionamento del cassone. Per definire gli elementi che dovranno essere considerati in ogni fase, è possibile

selezionarli cliccando su un quadratino presente di fianco alla voce che individua quel determinato elemento, nell'elenco che si apre in basso a sinistra definendo, prima, la fase in questione nell'elenco in alto a destra.

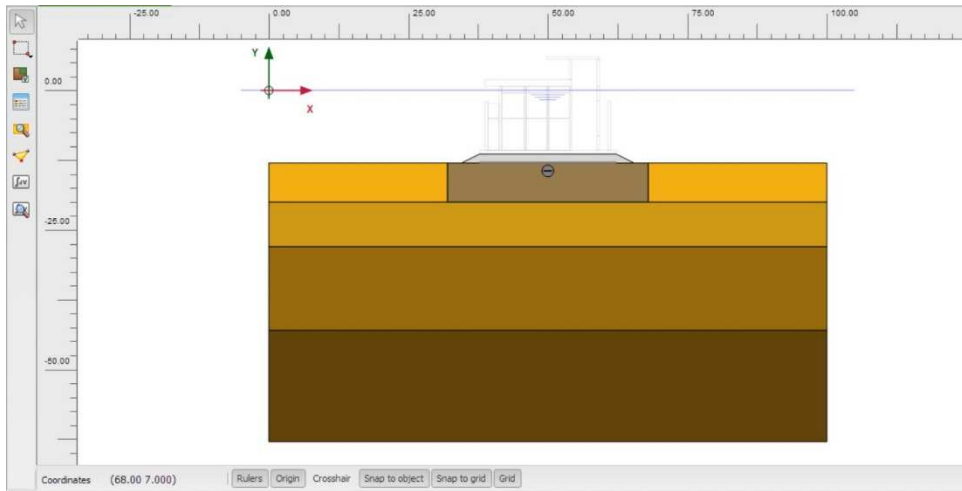
FASE 0 – STRATIGRAFIA INIZIALE



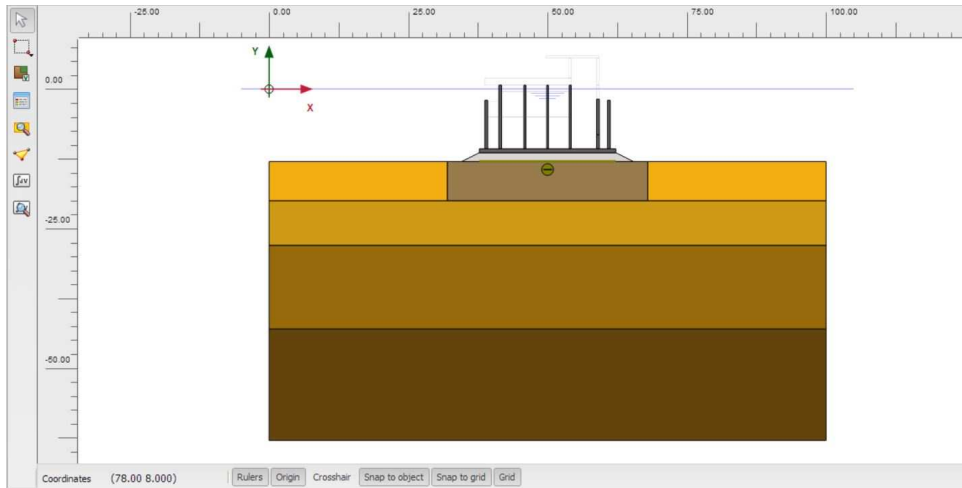
FASE 1 – TRATTAMENTO VIBRO-FLOTTAZIONE



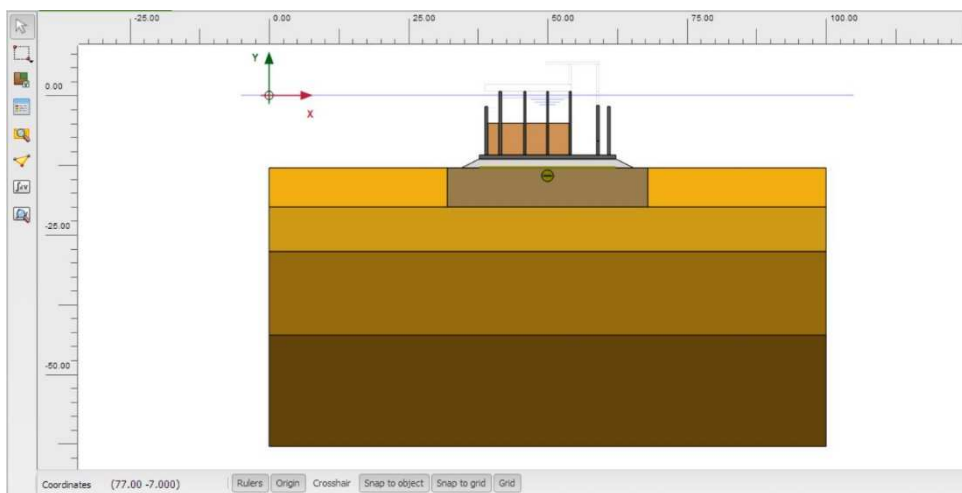
FASE 2 – REALIZZAZIONE SCANNO IMBASAMENTO



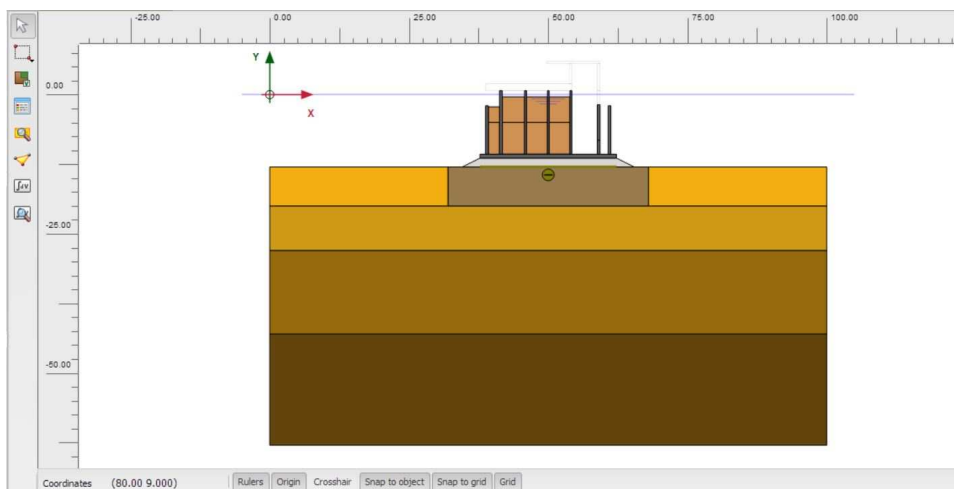
FASE 3 – AFFONDAMENTO CASSONE



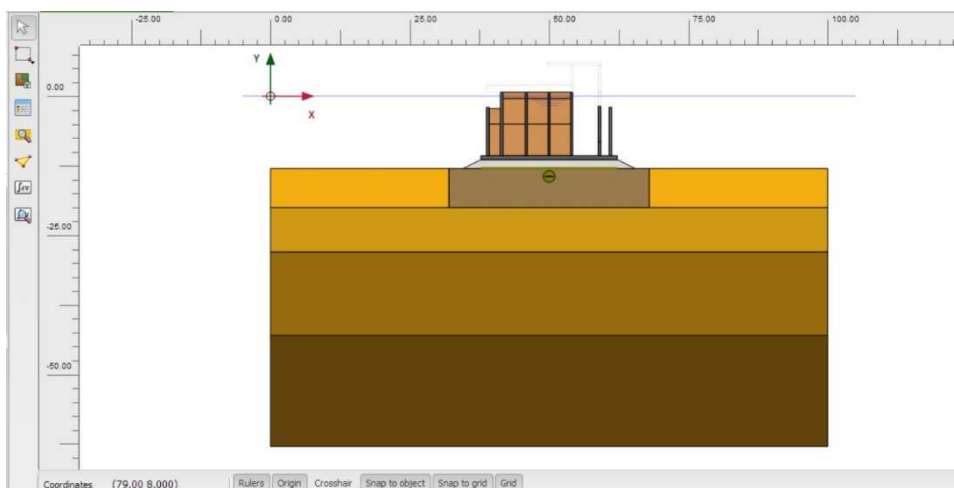
FASE 4 – RIEMPIMENTO 50%



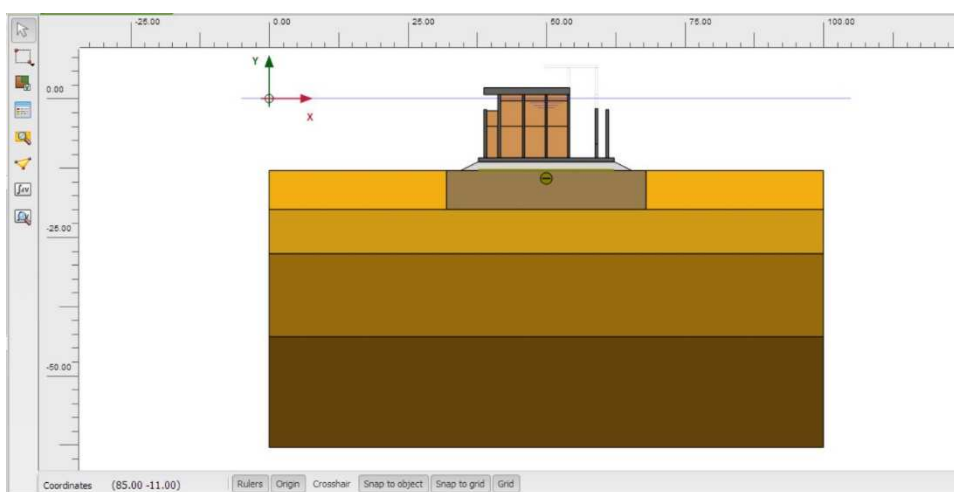
FASE 5 – RIEMPIMENTO 90%



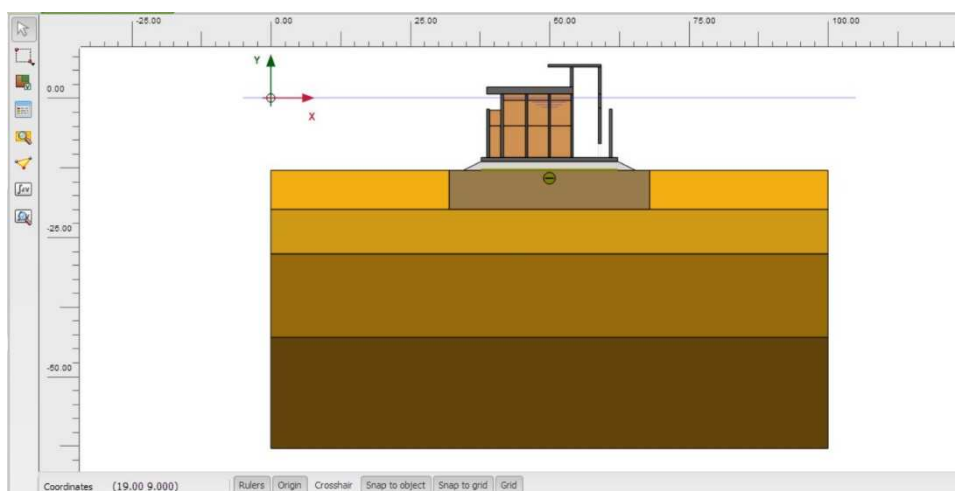
FASE 6 – RIEMPIMENTO 100%



FASE 7 – COSTRUZIONE PLATEA SOMMITA'



FASE 8 – COSTRUZIONE CASTELLETTO



Definito il modello di calcolo, è possibile far girare l'analisi cliccando su "Calculate" presente nel menu verticale che compare quando si è in "Staged construction".



Figura 3.34 - Schermata menù PLAXIS-2D

Nelle pagine seguenti sono riportati i risultati ottenuti dall'analisi del modello FEM. Per ognuna delle sei fasi costruttive, sopra citate, vengono riportate quattro schermate di output: nella prima è presente la rappresentazione deformata dell'insieme terreno struttura in cui è riportato il massimo cedimento subito dal cassone; nella seconda è presente una rappresentazione grafica a curve, ognuna delle quali racchiude la zona i cui punti sono soggetti ad un cedimento di stessa entità; infine le ultime due immagini rappresentano la distribuzione delle tensioni normali e tangenziali sulla superficie di contatto del cassone con il terreno sottostante.

Nella tabella vengono riportati i cedimenti derivanti dall'analisi con modello FEM

Tabella 54 - cedimenti calcolati con modello FEM

FASE COSTRUTTIVA	δ_{tot} [cm]
FASE 1 - AFFONDAMENTO	3.47
FASE 2 - RIEMPIMENTO 50%	11.4
FASE 3 - RIEMPIMENTO 90%	17.93
FASE 4 - RIEMPIMENTO 100%	19.83
FASE 5 - PLATEA SOMMITA'	24.53
FASE 6 - CASTELLETTO	24.92

FASE 1 – AFFONDAMENTO CASSONE

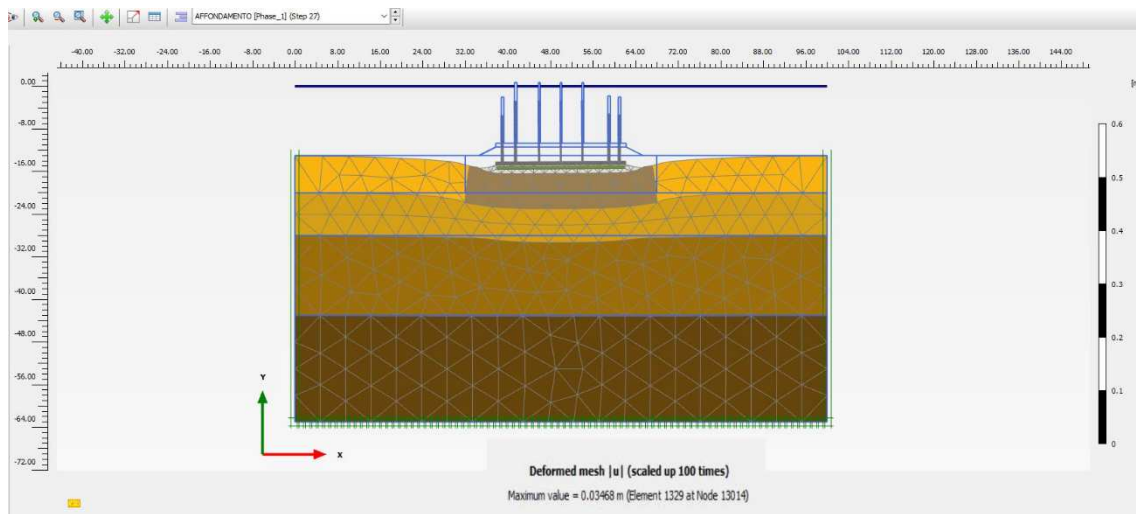


Figura 3.35 – Cedimenti; rappresentazione deformazione terreno

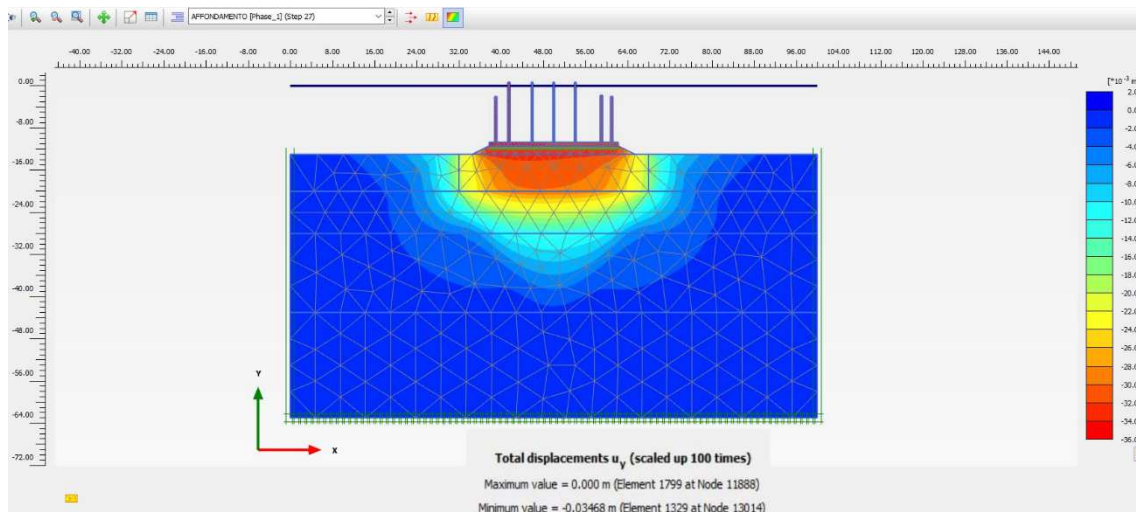


Figura 3.36 - Cedimenti; rappresentazione con curve di egual-spostamento

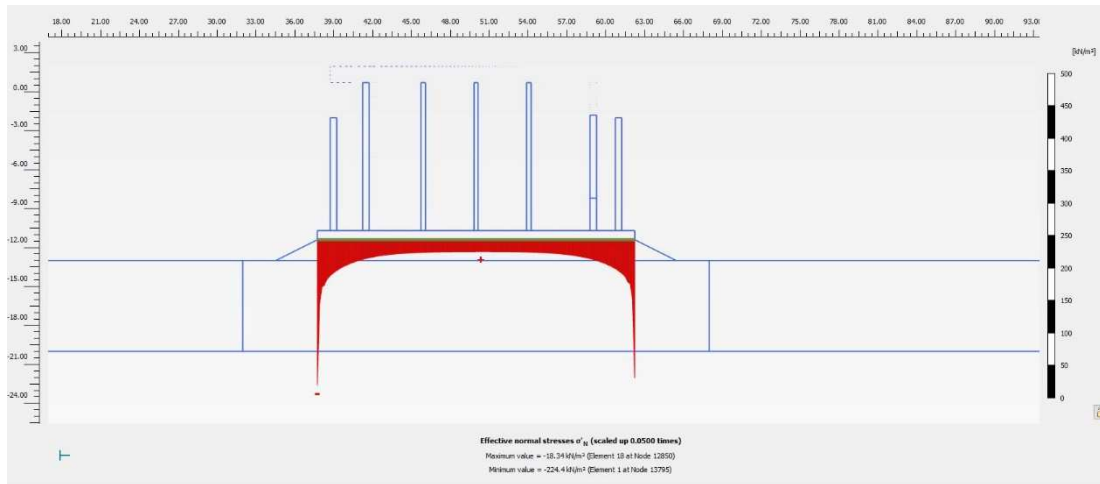


Figura 3.37 - Distribuzione tensioni normali superficie di contatto

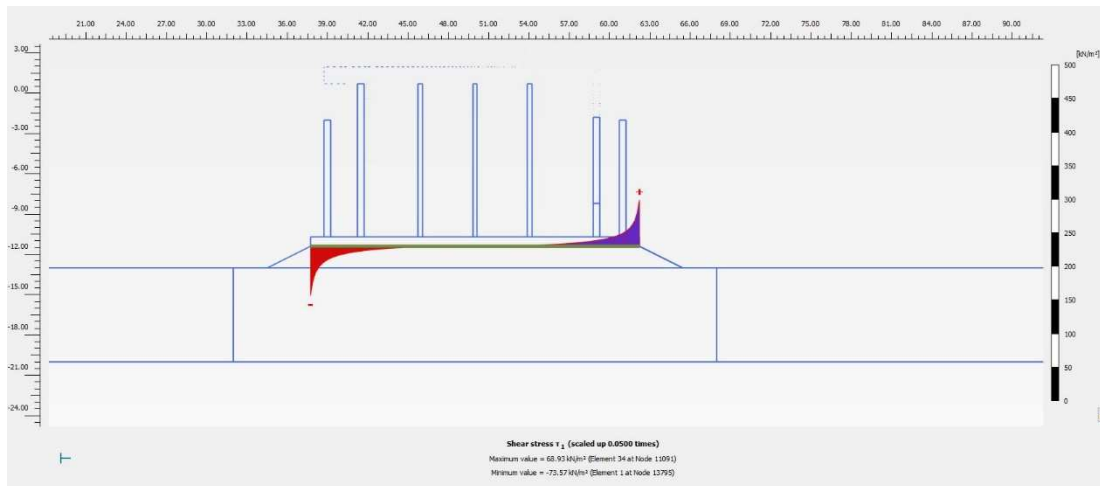


Figura 3.38 - Distribuzione tensioni tangenziali superficie di contatto

FASE 2 – RIEMPIMENTO 50%

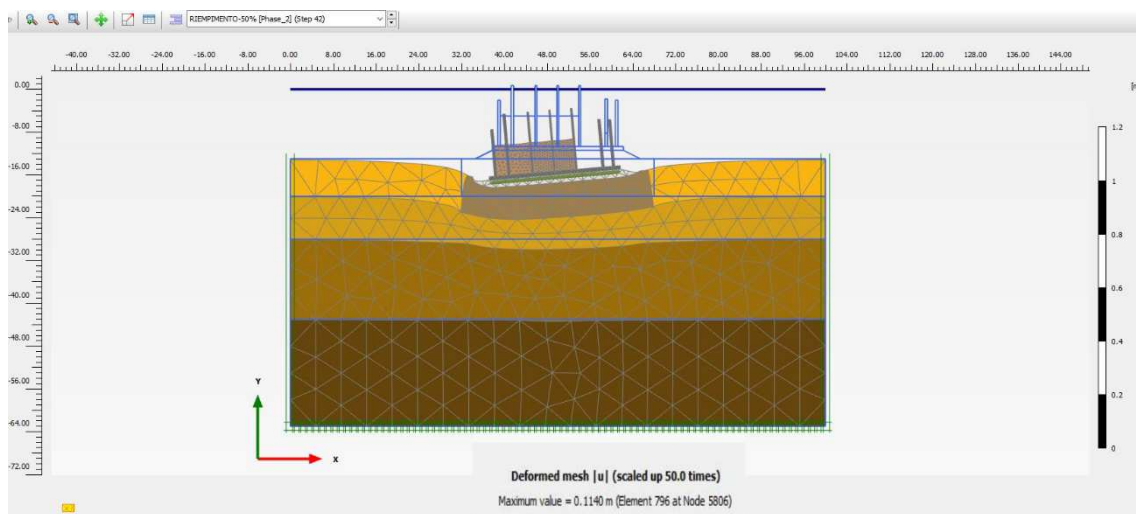


Figura 3.39– Cedimenti; rappresentazione deformazione terreno

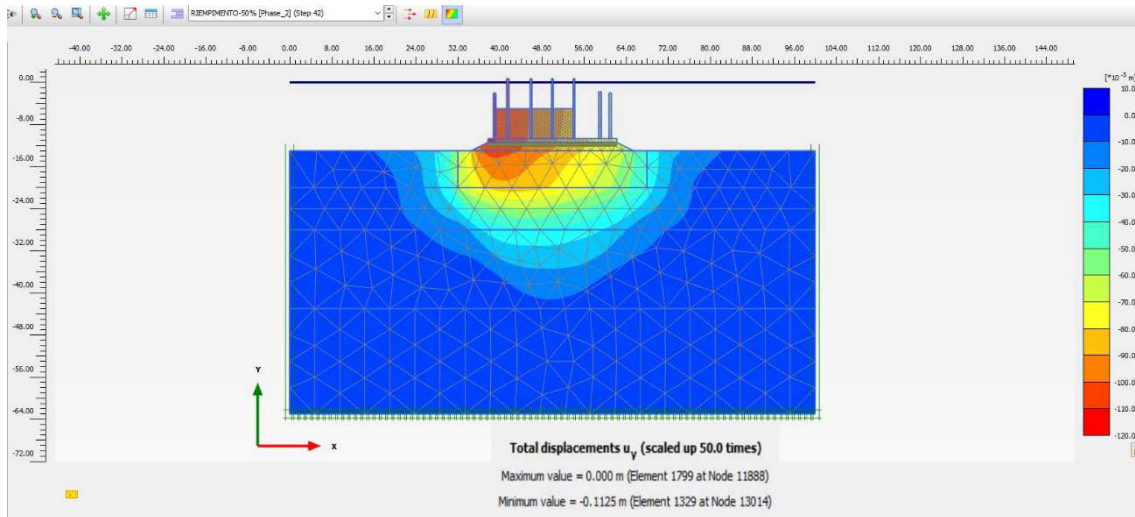


Figura 3.40- Cedimenti; rappresentazione con curve di equal-spostamento

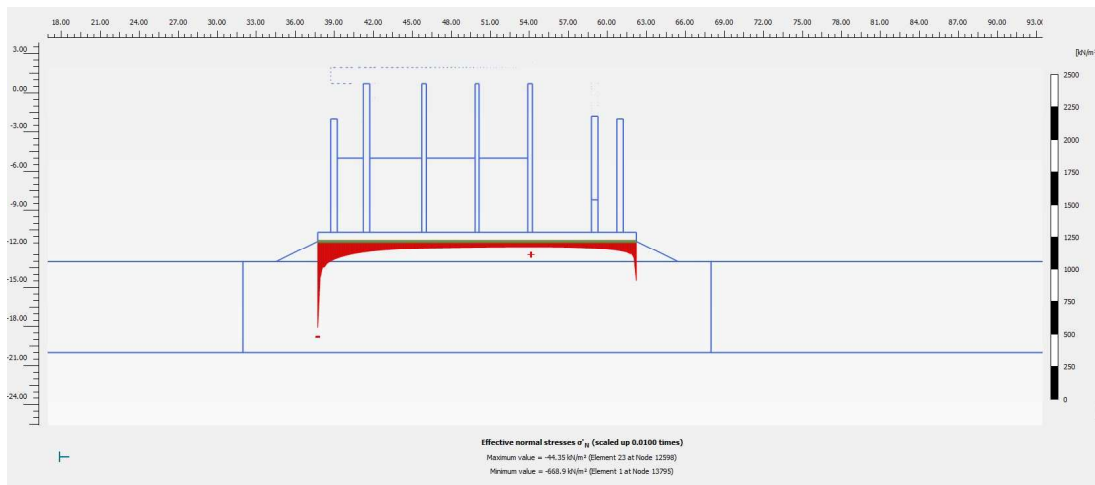


Figura 3.41- Distribuzione tensioni normali superficie di contatto

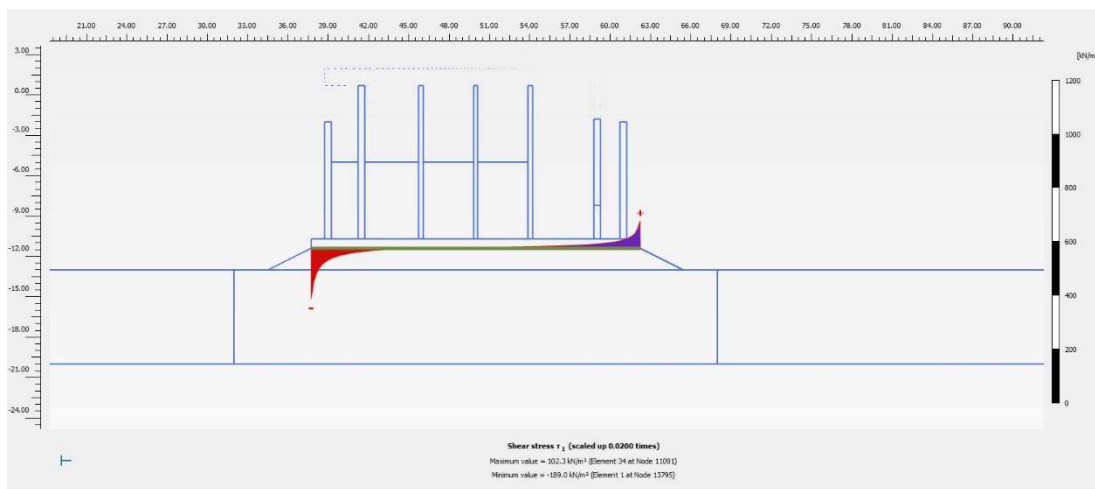


Figura 3.42- Distribuzione tensioni tangenziali superficie di contatto

FASE 3 – RIEMPIMENTO 90%

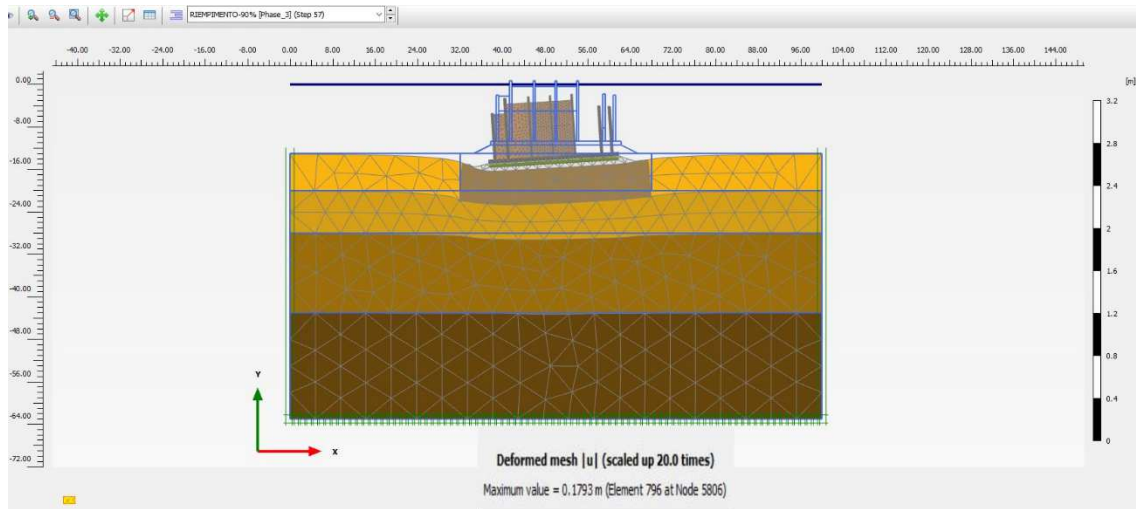


Figura 3.43– Cedimenti; rappresentazione deformazione terreno

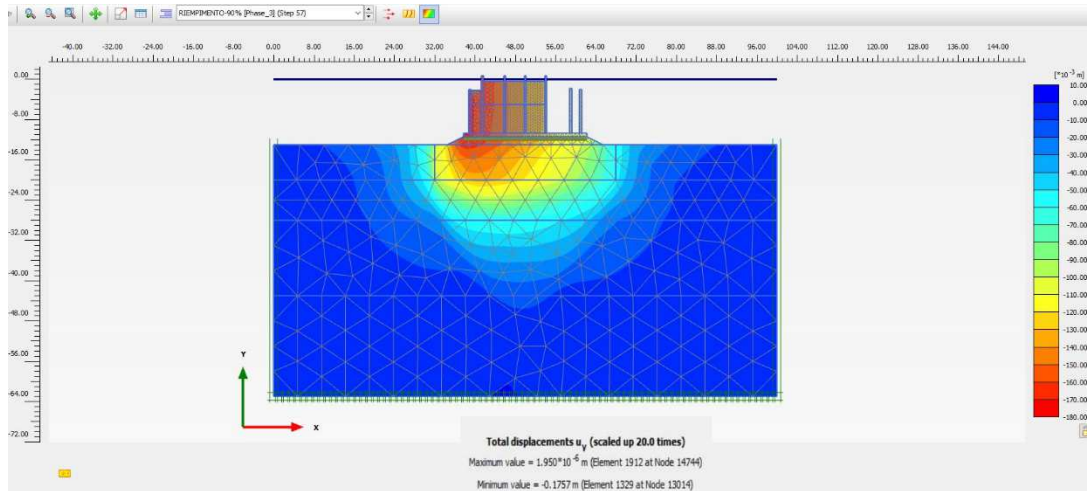


Figura 3.44- Cedimenti; rappresentazione con curve di egual-spostamento

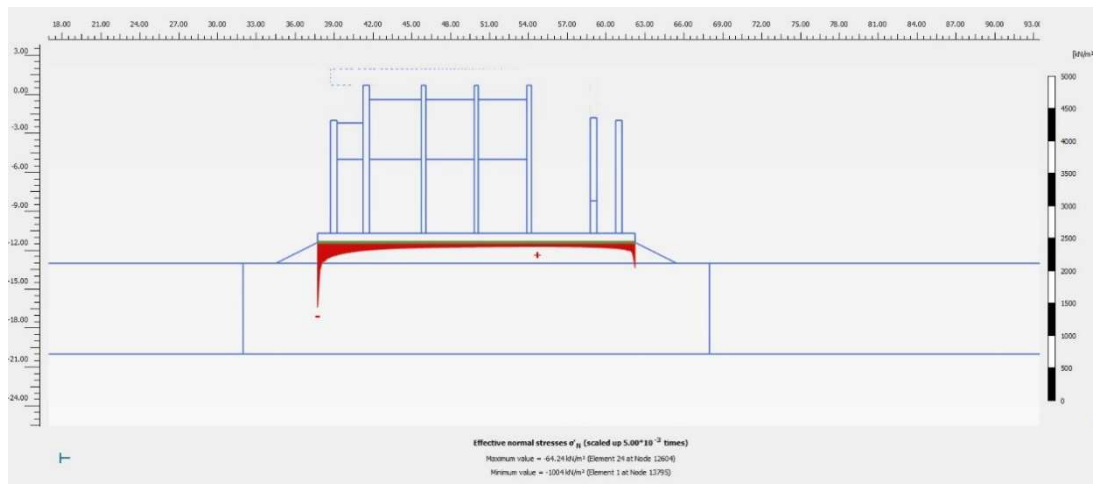


Figura 3.45- Distribuzione tensioni normali superficie di contatto

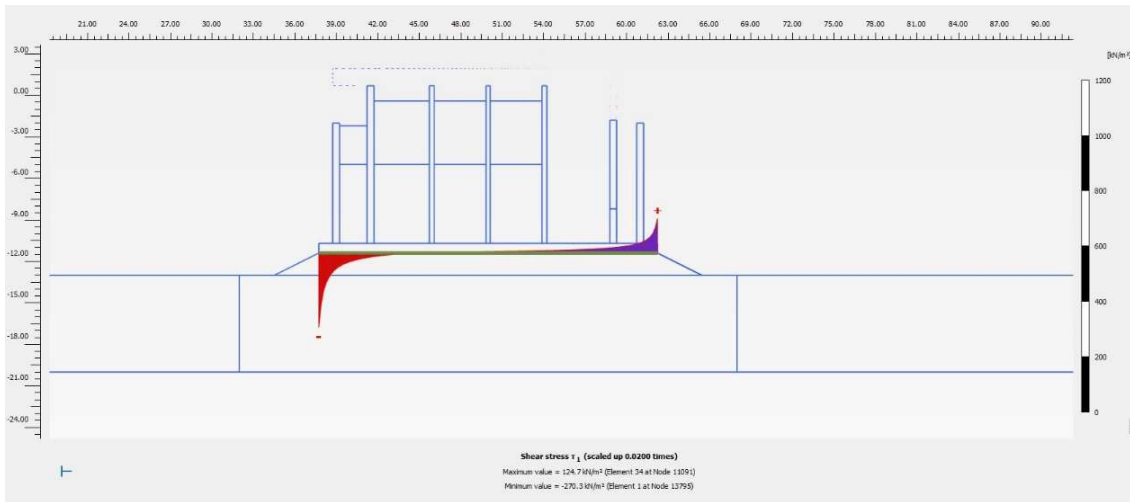


Figura 3.46- Distribuzione tensioni tangenziali superficie di contatto

FASE 4 – RIEMPIMENTO 100%

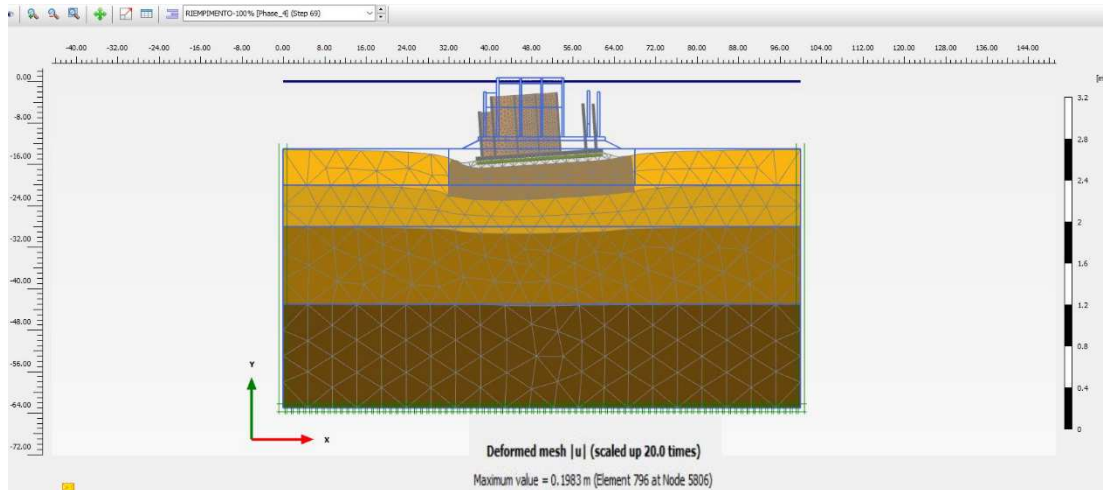


Figura 3.47– Cedimenti; rappresentazione deformazione terreno

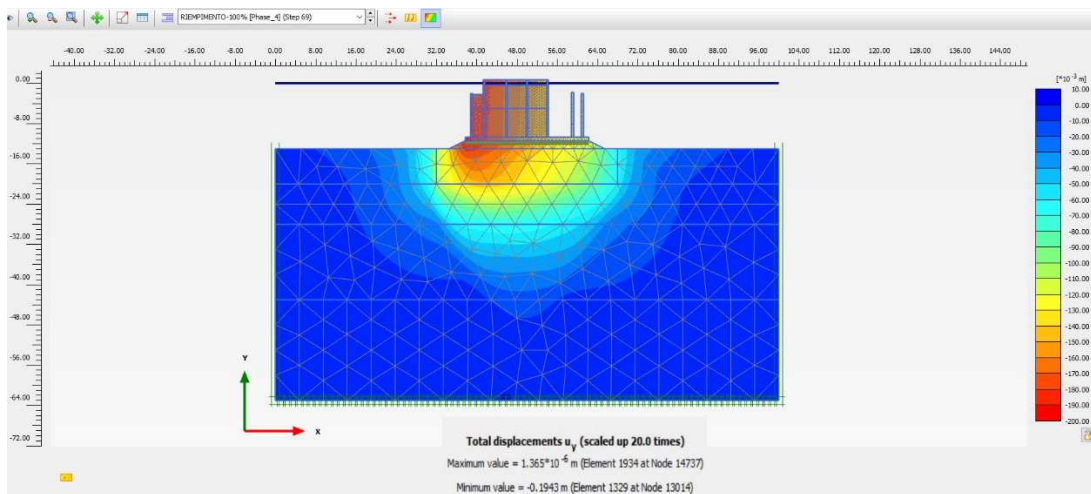


Figura 3.48- Cedimenti; rappresentazione con curve di egual-spostamento

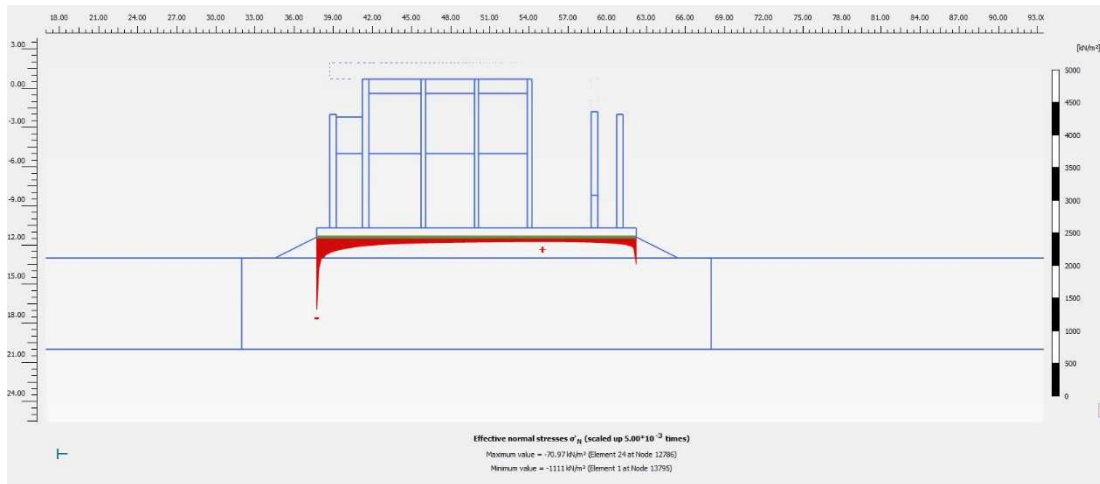


Figura 3.49- Distribuzione tensioni normali superficie di contatto

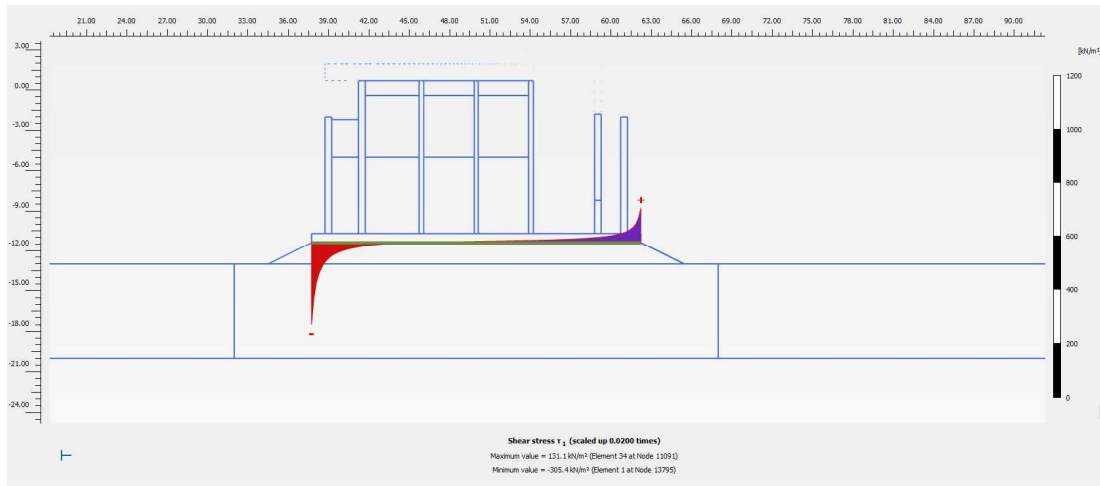


Figura 3.50- Distribuzione tensioni tangenziali superficie di contatto

FASE 5 – COSTRUZIONE PLATEA SOMMITA'

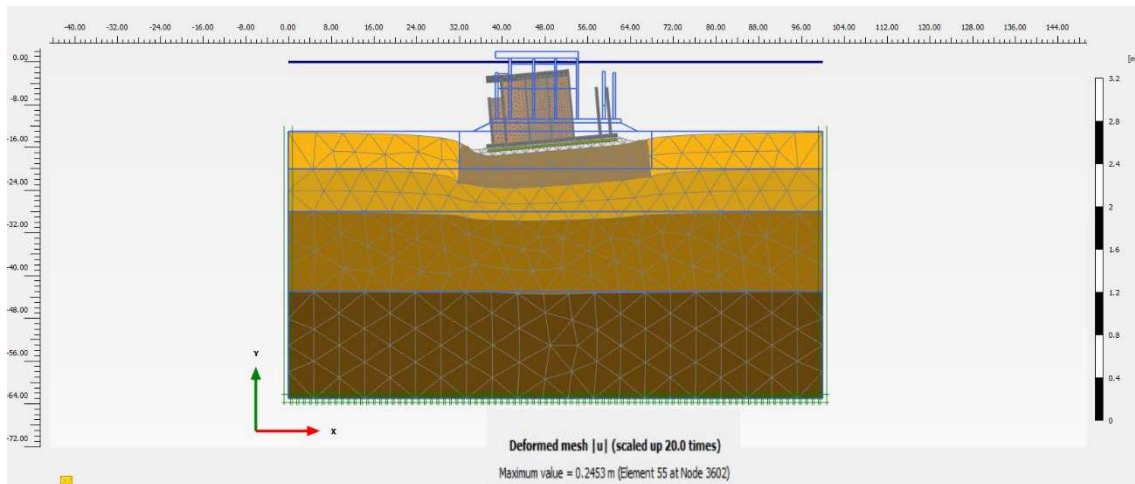


Figura 3.51– Cedimenti; rappresentazione deformazione terreno

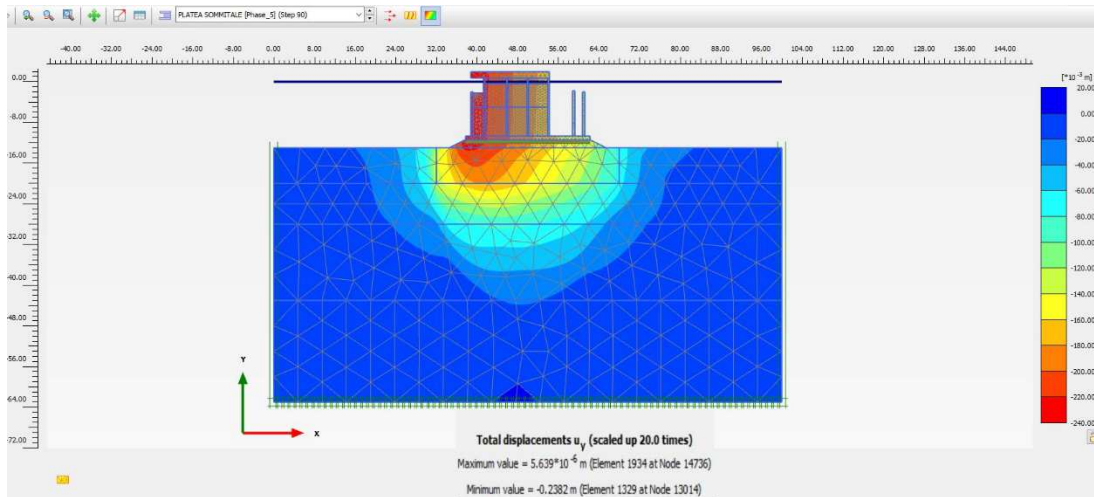


Figura 3.52- Cedimenti; rappresentazione con curve di egual-postamento

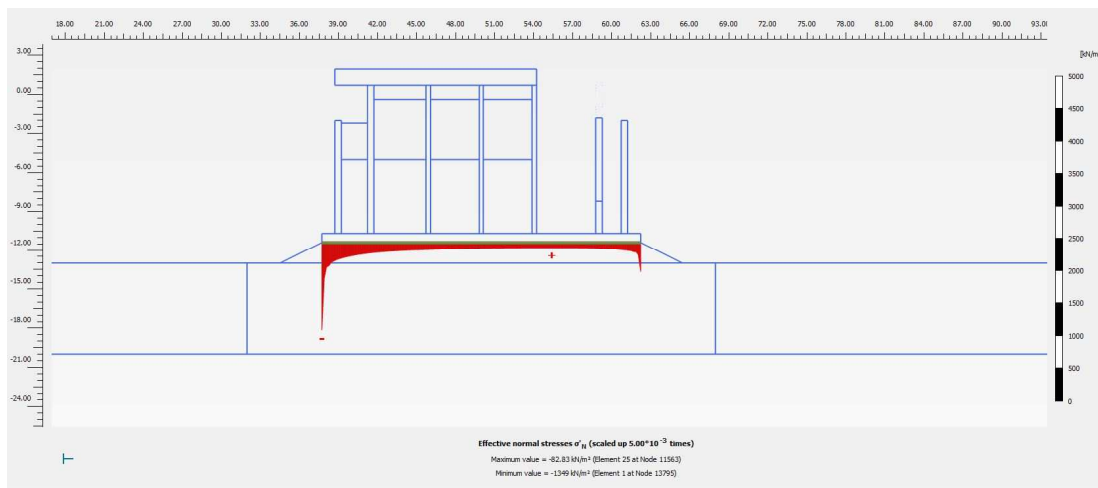


Figura 3.53- Distribuzione tensioni normali superficie di contatto

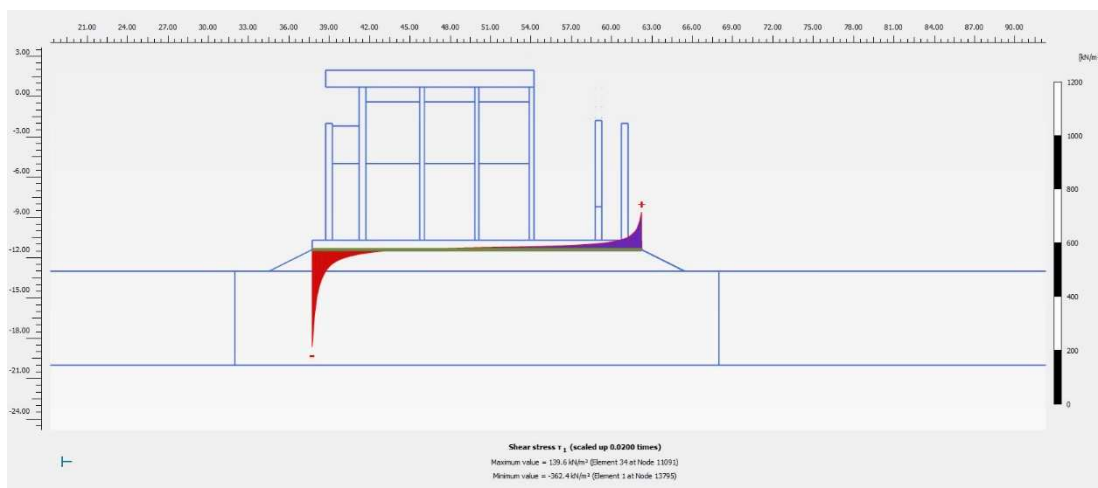


Figura 3.54- Distribuzione tensioni tangenziali superficie di contatto

FASE 6 – COSTRUZIONE CASTELLETTO

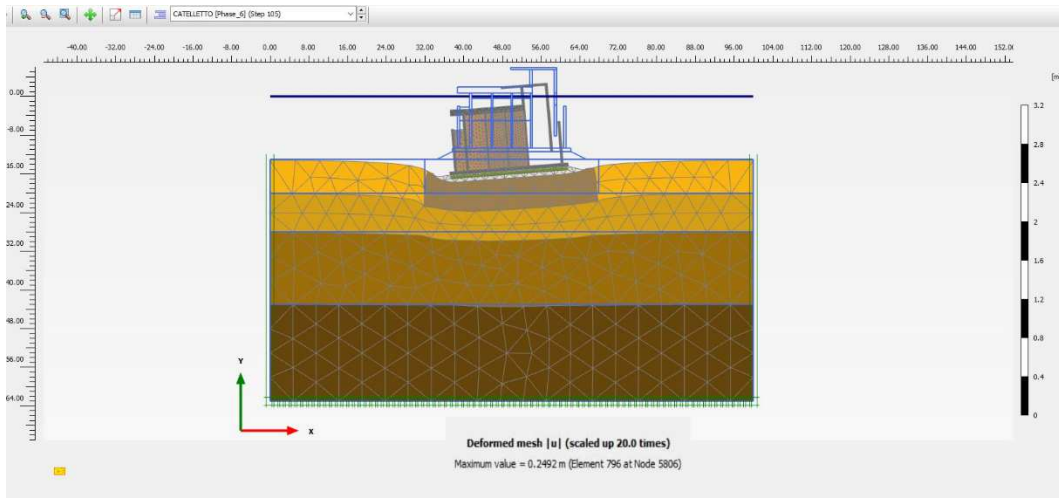


Figura 3.55– Cedimenti; rappresentazione deformazione terreno

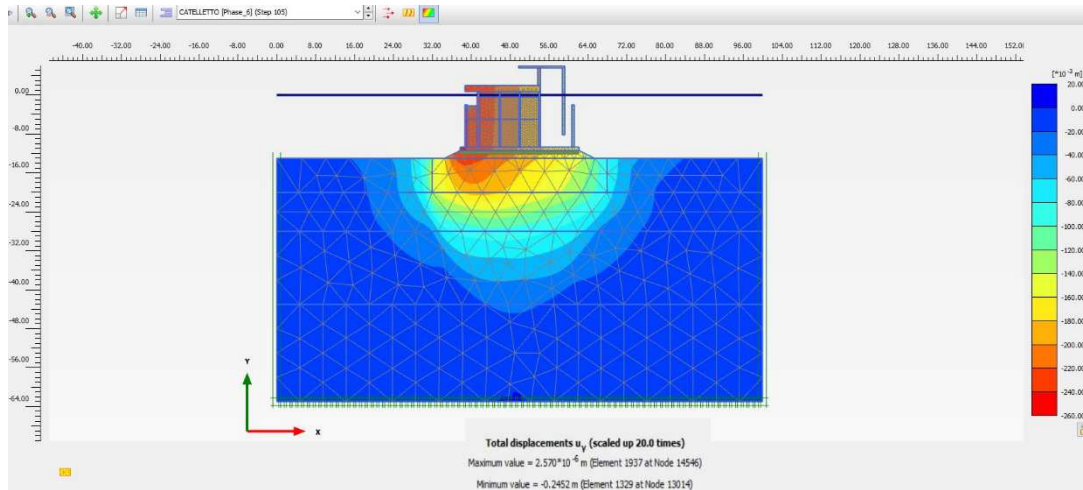


Figura 3.56- Cedimenti; rappresentazione con curve di egual-postamento

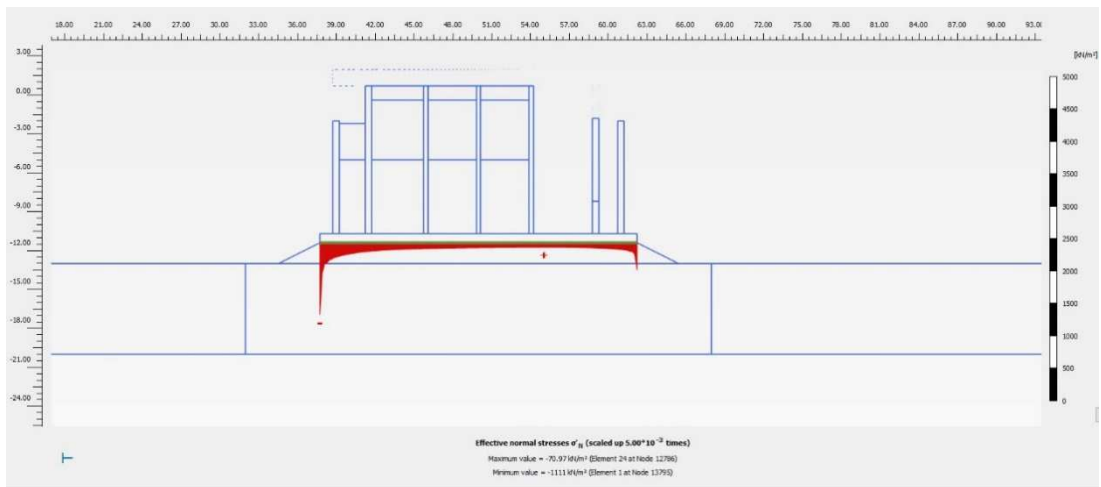


Figura 3.57- Distribuzione tensioni normali superficie di contatto

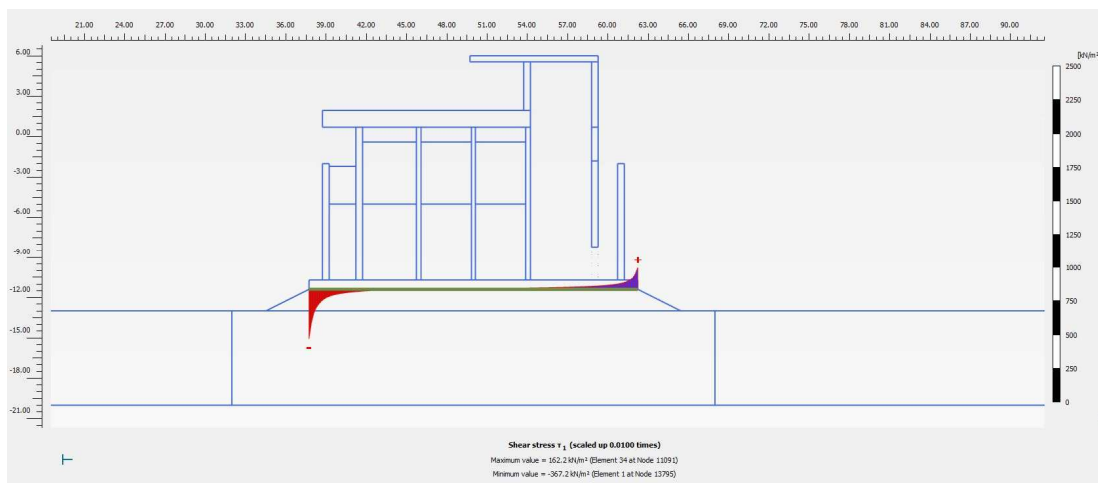


Figura 3.58- Distribuzione tensioni tangenziali superficie di contatto

3.4. Confronto cedimenti calcolati e dati di monitoraggio

In conclusione, a questo capitolo, relativo alla valutazione dei cedimenti, si riporta il confronto tra i cedimenti misurati in situ, mediante il sistema di monitoraggio installato sui cassoni, e i cedimenti calcolati sia tramite modello analitico che mediante il programma FEM. Di seguito si riporta la tabella riassuntiva con i cedimenti derivanti dal monitoraggio e dal calcolo: i dati derivanti dal monitoraggio sono espressi tramite una coppia di valori al fine di indicare il range di variabilità dei dati rilevati tra i differenti cassoni e dove è presente “-” non si dispone ad oggi dei dati.

Tabella 55 - Confronto cedimenti rilevati e calcolati

FASE COSTRUTTIVA	δ_{tot} [cm]		
	RILEVAZIONI IN SITU	METODO ANALITICO	FEM
FASE 1 - AFFONDAMENTO	-	1.67	3.47
FASE 2 - RIEMPIMENTO 50%	6.10-10.50	2.82	11.4
FASE 3 - RIEMPIMENTO 90%	6.50-12.60	3.75	17.93
FASE 4 - RIEMPIMENTO 100%	10.2-18.0	3.97	19.83
FASE 5 - PLATEA SOMMITA'	-	4.6	24.53
FASE 6 - CASTELLETTO	-	5	24.92

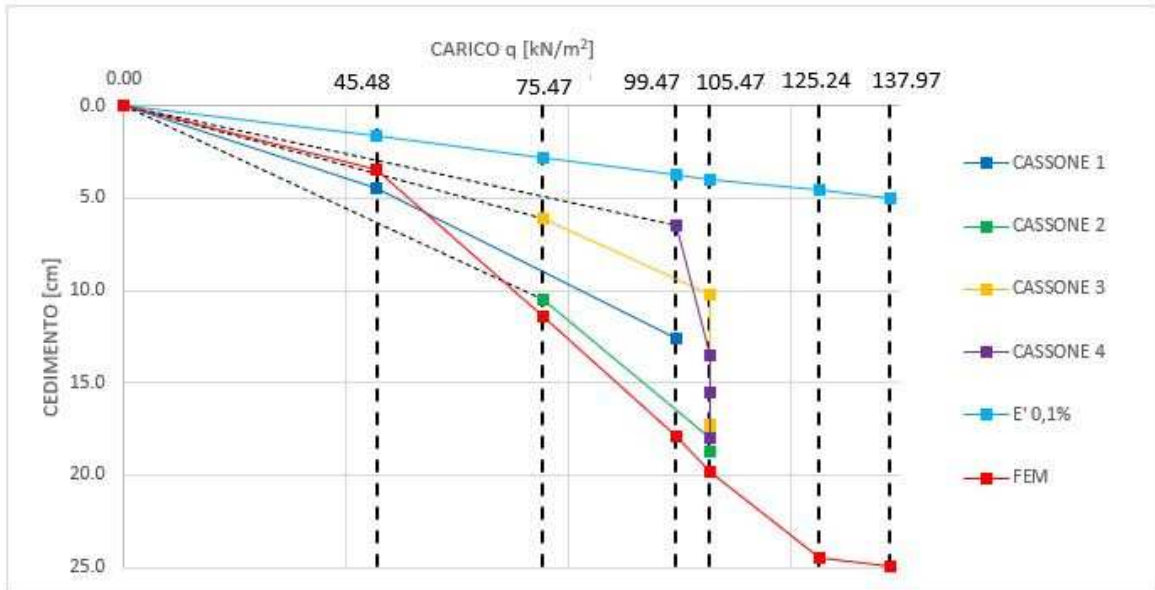


Figura 3.59 - Confronto cedimenti rilevati e calcolati

Dai risultati ottenuti è possibile evidenziare che, prendendo come punto di riferimento i cedimenti derivanti dal monitoraggio, i risultati ottenuti dal modello FEM sono abbastanza accurati avendo portato a valori di cedimenti molto prossimi a quelli ottenuti dal monitoraggio: ciò permette di valutare in maniera decisamente positiva l'uso nel modello delle curve di decadimento per la definizione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione. Al contrario, i risultati ottenuti dal calcolo analitico hanno portato ad un'importante sottostima del cedimento. Questa distanza tra i risultati e i dati da monitoraggio può essere ricondotta sia all'elevato grado di approssimazione nel metodo di calcolo, sia ai valori dei moduli elastici impiegati. Infatti, a differenza del modello FEM in cui sono state inserite per i vari strati le curve di decadimento caratteristiche, nel modello impiegato nel calcolo analitico si è dovuto scegliere un valore del modulo elastico per ogni sottostrato, ed è stato assunto quello che nelle curve di decadimento si individua in corrispondenza della deformazione 0,1%, in linea con quanto indicato in letteratura (vedi figura 3.20). Tuttavia, andando a valutare i livelli di deformazione verticale nel modello FEM, è possibile accorgersi come questi siano molto maggiori rispetto al livello di deformazione considerato e ciò implica che è stata effettuata una sovrastima dei moduli elastici caratteristici del deposito alle varie profondità. Nell'immagine seguente viene riportato un esempio dei livelli deformativi ottenuti dall'analisi, in tre distinte verticali, nella fase costruttiva di completo riempimento.

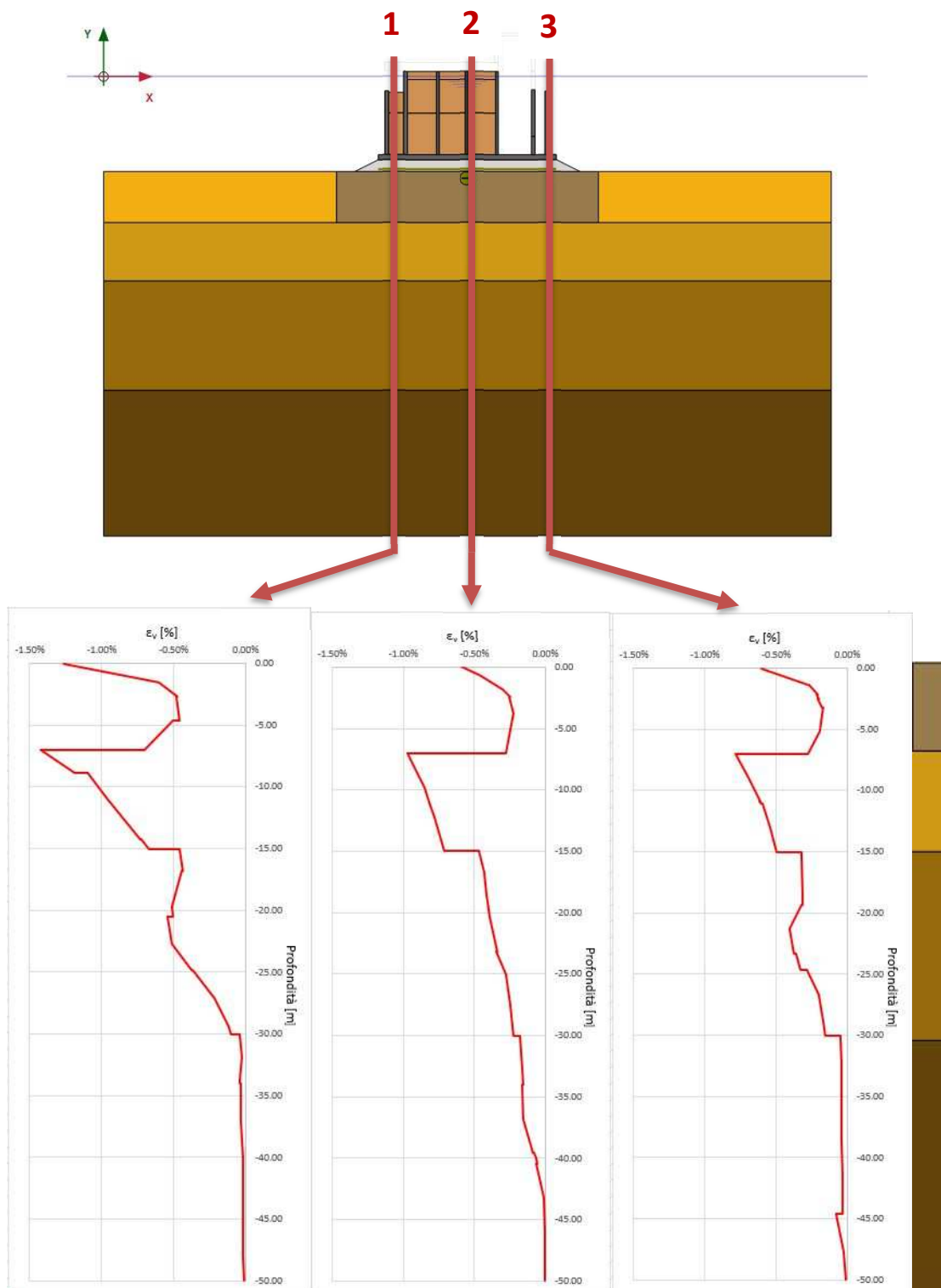


Figura 3.60 -Deformazioni verticali modello FEM

Considerando che i livelli deformativi che si riscontrano nei primi 30 metri, ovvero il volume individuato come significativo per la valutazione analitica, in quasi tutte le fasi costruttive sono superiori dello 0,1% si è deciso di svolgere un ulteriore calcolo applicando un processo di back analysis: in ognuna delle sei fasi costruttive di riferimento è stato ottenuto dal modello l'andamento delle deformazioni verticali con la profondità nella verticale centrale della sezione; quindi, per ciascuno strato che costituisce il modello per il calcolo analitico e in ognuna delle sei fasi costruttive si è individuata una deformazione media; a partire dalla deformazione individuata e tramite le curve di decadimento, sopra descritte, sono stati definiti i nuovi moduli elastici da associare ad ogni strato in ogni fase costruttiva. Infine, è stato nuovamente svolto il calcolo dei cedimenti.

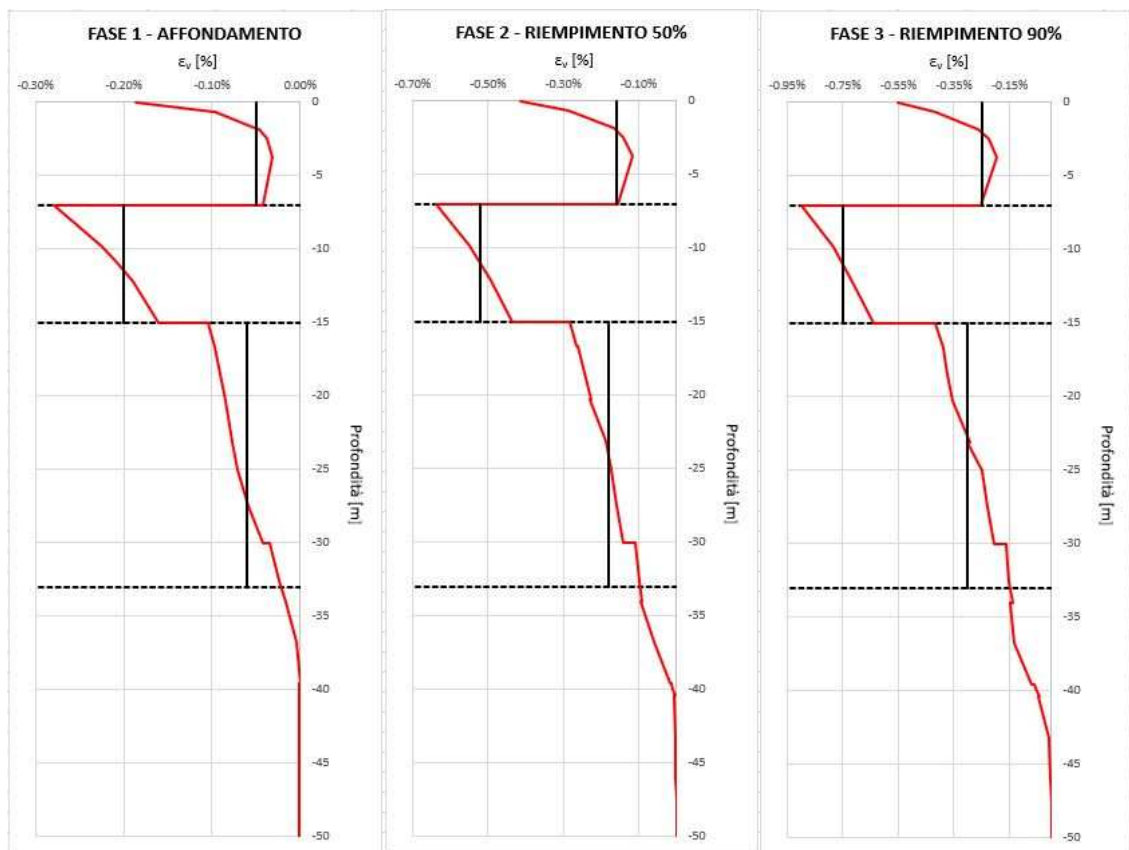


Figura 3.61 - def verticali - profondità da modello FEM - FASE1, 2, 3

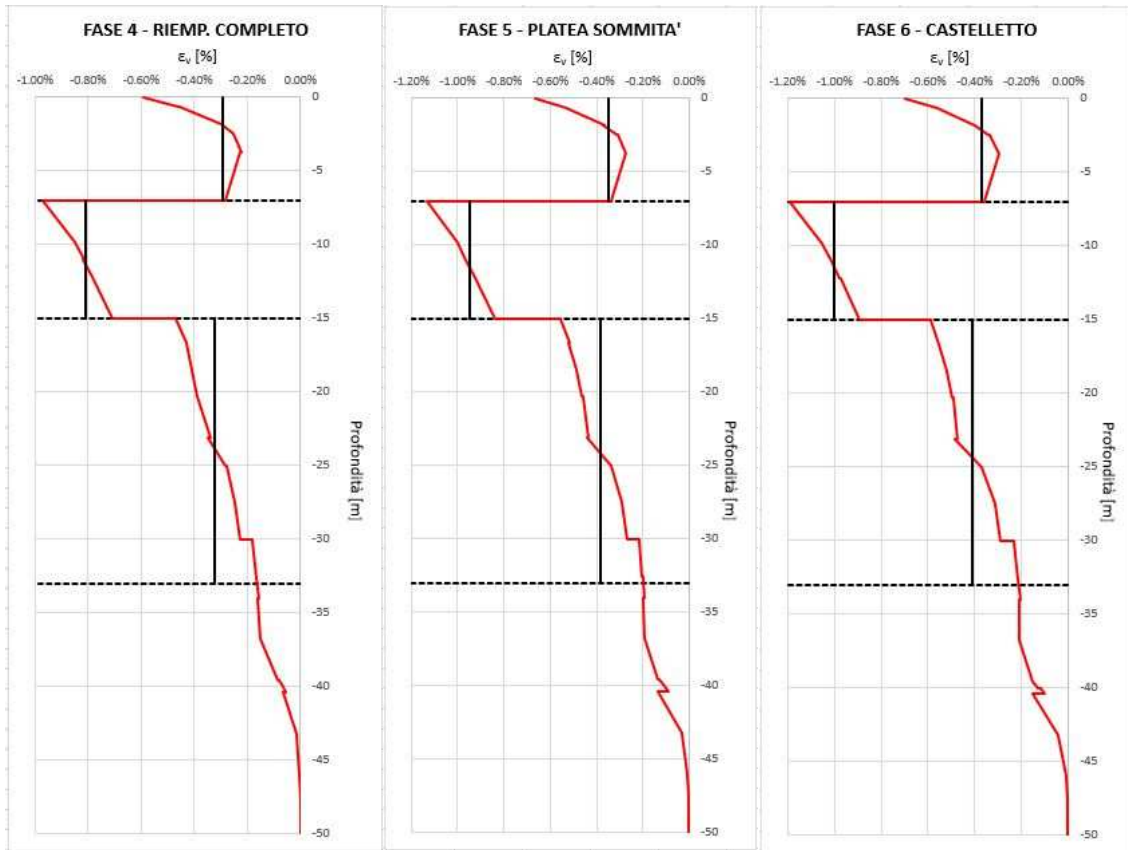


Figura 3.62 - def verticali - profondità da modello FEM - FASE 4, 5, 6

Tabella 56 - deformazione verticale, modulo elastico - FASE 1, 2, 3, 4, 5, 6,

		STRATO VF	SABBIA 1	SABBIA 2
	SPESSORE [m]	7	8	18
FASE 1 AFFONDAMNETO	ϵ [%]	0.05	0.2	0.06
	E [Mpa]	150	35	100
FASE 2 RIEMP. 50%	ϵ [%]	0.16	0.52	0.18
	E [Mpa]	81	19	54
FASE 3 RIEMP. 90%	ϵ [%]	0.25	0.75	0.3
	E [Mpa]	62	15	32
FASE 4 RIEMP. COMPLETO	ϵ [%]	0.29	0.81	0.32
	E [Mpa]	55	14	37
FASE 5 PLATEA SOMMITA'	ϵ [%]	0.35	0.95	0.39
	E [Mpa]	49	12	33
FASE 6 CATELLETTO	ϵ [%]	0.37	1.00	0.41
	E [Mpa]	47	11	31

Tabella 57 - cedimenti calcolati con metodo analitico con moduli da back analysis

FASE COSTRUTTIVA	δ_{tot} [cm]
FASE 1 - AFFONDAMENTO	1.74
FASE 2 - RIEMPIMENTO 50%	4.71
FASE 3 - RIEMPIMENTO 90%	8.3
FASE 4 - RIEMPIMENTO 100%	8.76
FASE 5 - PLATEA SOMMITA'	11.59
FASE 6 - CASTELLETTO	13.57

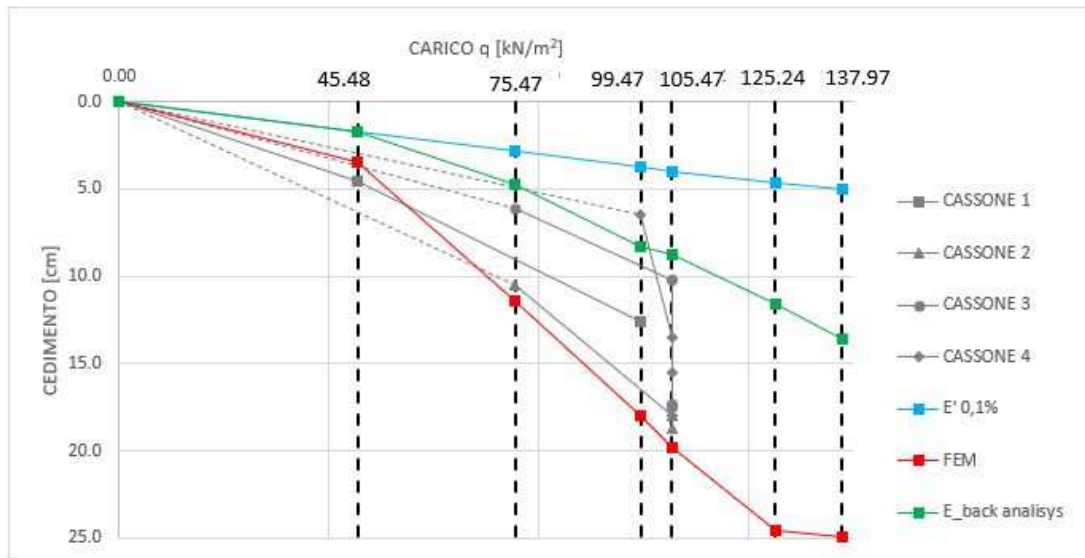


Figura 3.63 - Confronto cedimenti calcolati

Dai risultati ottenuti si può notare come la maggior accuratezza nella definizione dei moduli ha portato al calcolo di cedimenti che si avvicinano maggiormente a quelli ottenuti dal monitoraggio e dal modello FEM, nonostante persista un certo distacco. Comunque, questa differenza è legata al fatto che i cedimenti nel modello analitico sono calcolati in corrispondenza della mezzeria del cassone, mentre dai risultati del modello FEM i massimi cedimenti si hanno in corrispondenza dell'estremità sinistra della sezione a causa dell'eccentricità: infatti, come evidenziato dal grafico sottostante, i cedimenti in mezzeria ricavati dal modello FEM (andamento denominato FEM.1) si riducono, riducendo di conseguenza la distanza dai risultati del modello analitico. Tuttavia, un ulteriore aspetto da non sottovalutare, che può giustificare il distacco tra i risultati dei due modelli, è che nel calcolo analitico viene trascurata completamente la componente plastica che invece viene tenuta in conto nel modello FEM.

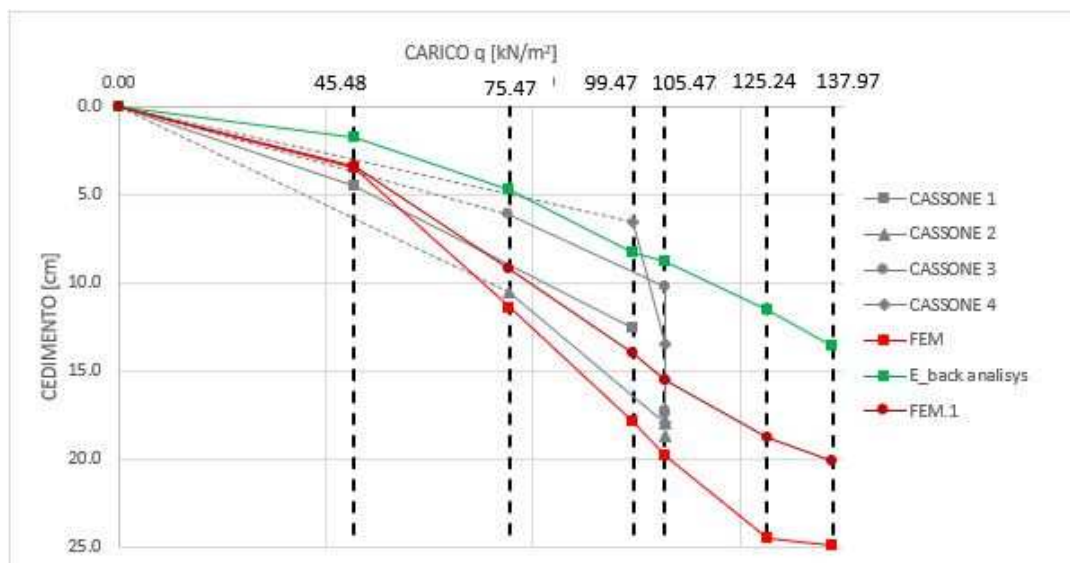


Figura 3.64 - Confronto cedimenti calcolati

Conclusioni

Ad oggi l'impiego di fondazioni profonde risulta essere ancora una delle soluzioni ingegneristiche più utilizzate per affrontare le numerose problematiche legate alla presenza di depositi superficiali scadenti nel progetto di un'opera di ingegneria civile. Tuttavia, sempre più spesso, negli ultimi anni si sta ponendo l'attenzione su tutte quelle tecniche che permettono di ottenere un miglioramento delle caratteristiche dei terreni. Queste tecniche, che vanno dai metodi di consolidamento statici (come l'applicazione di sovraccarichi o dreni) ai metodi di consolidamento dinamici (come la vibro compattazione), hanno visto il loro campo di applicazione ampliarsi notevolmente grazie ad un importante sviluppo tecnologico. La possibilità di combinare più tecniche in uno stesso progetto, inoltre, incrementa la già notevole versatilità di questi metodi permettendone l'uso in quelle situazioni, nelle quali una singola tecnologia potrebbe risultare poco efficace.

I principali vantaggi dei metodi di miglioramento dei terreni risiedono nella rapidità di esecuzione e nella loro relativa economicità, vantaggi legati nella maggior parte dei casi al fatto che generalmente si va ad agire sul materiale in situ senza apporto di nuovo materiale. Infine, si deve sottolineare il basso impatto ambientale di queste tipologie di interventi, caratteristica che negli ultimi anni viene valutata con sempre maggiore attenzione sia in fase progettuale che di successiva valutazione del progetto da parte degli enti preposti. Il basso impatto

ambientale è prevalentemente legato alla prerogativa del miglioramento dei terreni presenti, ovvero agire direttamente sul materiale presente in situ o al massimo intervenire con modeste quantità di materiale di apporto, possibilmente di origine naturale; ciò crea un palese vantaggio nei confronti di tutte le scelte progettuali che prevedono l'impiego di materiali strutturali quali il calcestruzzo e l'acciaio.

Questi aspetti rendono molto competitive queste tecniche, nei confronti di quelle tradizionali, in particolare per tutte quelle opere di grande estensione che, a causa della sempre maggiore carenza di spazi idonei a disposizione, si collocano su depositi scadenti, inquinati e suscettibili a rischi naturali.

Nel caso esaminato, il prolungamento di molo foraneo con cassoni, il principale problema da affrontare era il possibile insorgere di cedimenti incompatibili con il corretto funzionamento della struttura, sia in relazione al peso del molo stesso che all'azione del moto ondoso impattante sulla struttura. Avendo a che fare con un terreno sabbioso si è deciso di intervenire mediante un trattamento di vibro-flottazione, che prevede l'addensamento del materiale in situ mediante l'infissione di un ago vibrante all'interno dello stesso e l'aggiunta contemporanea di materiale granulare grossolano. Questa scelta è stata dettata dallo spessore dello strato da trattare e dalla presenza di un livello limoso alle profondità di interesse. Il caso studio ha permesso di analizzare l'efficacia delle due principali tecniche realizzative della vibro-flottazione, la tecnica *top feed* e la tecnica *bottom feed*: la prima prevede di eseguire il processo di addensamento facendo scendere il materiale granulare di apporto dalla superficie, mentre il secondo prevede l'inserimento della sonda alla profondità prescelta e il rilascio del materiale di apporto dalla punta del vibroflot.

Per limitare i cedimenti della struttura, l'obiettivo era quello di incrementare l'addensamento del terreno e il modulo elastico dei primi 7 metri del fondale marino: per valutare l'efficacia delle due tecnologie si è fatto riferimento, come di consueto per queste tecniche di miglioramento, ai valori di densità relativa, modulo elastico e angolo di attrito.

Dall'analisi dei risultati ottenuti dalle prove svolte nel campo prove, dove è stata applicata la tecnologia *top feed*, nella modalità operativa tipica del trattamento a mare, si è concluso che essa ha una buona efficacia in terreni sabbiosi e su spessori limitati, ma risulta poco efficace qualora si voglia trattare uno spessore significativo, tanto più in presenza di un livello di terreno coesivo. Infatti, solo nei primi metri del deposito sabbioso si è avuto un addensamento significativo come evidenziato dal buon incremento della densità relativa, del modulo elastico e dell'angolo d'attrito.

Invece, confrontando i risultati delle prove svolte pre- e post-trattamento nella zona di realizzazione del molo, dove si è adottata la tecnica bottom feed, si può notare come ci sia stato sia un netto incremento, dopo il trattamento, di tutti e tre i parametri geotecnici analizzati ma anche come tale incremento sia risultato costante con la profondità e tra le diverse prove svolte in vari punti del sito: ciò evidenzia come il trattamento abbia portato l'incremento ed omogenizzazione delle caratteristiche di tutto lo spessore trattato. Questa differenza è tutta ascrivibile alla tecnica di vibro-flottazione bottom feed, in quanto la realizzazione dal basso delle colonne granulari permette di ottenere risultati omogenei e, soprattutto, poco influenzati dalla natura dei terreni che si devono attraversare.

Nell'ultima parte dell'elaborato si è entrati nel merito del problema di calcolo dei cedimenti. Si è deciso di affrontare uno studio volto alla previsione dei cedimenti, al fine di confrontare le misure effettuate in situ con i risultati dei modelli numerici previsionali. Infatti, poiché il possibile insorgere di cedimenti eccessivi è stata la motivazione del trattamento dei terreni appariva di interesse verificare il reale comportamento della struttura, di cui si avevano a disposizione una serie di misure di monitoraggio in fase di costruzione.

Per la previsione dei cedimenti sono stati impiegati due metodi: il primo è un metodo analitico che ha permesso una stima approssimativa dei cedimenti tramite un calcolo manuale basato sulla teoria dell'elasticità; il secondo ha invece previsto lo sviluppo di un più accurato modello bidimensionale del problema tramite l'impiego di un software FEM. In tutti i casi, il principale problema da affrontare è risultato essere la definizione del modello geotecnico di riferimento. Volendo ottenere una previsione accurata dei cedimenti, si è voluto tener conto sia della variabilità dei parametri meccanici dei terreni con la profondità, sia del comportamento meccanico non lineare del terreno quando questo subisce deformazioni, come descritto dalla curva di decadimento del modulo di taglio G . Il metodo impiegato per questa caratterizzazione ha previsto la valutazione del modulo elastico iniziale e la costruzione della relativa curva di decadimento della rigidità a partire dalle prove penetrometriche svolte in situ. Quindi nel modello FEM sono state inserite direttamente le curve di decadimento individuate, mentre nel modello analitico sono stati individuati i moduli ad un prefissato valore di deformazione, ovvero lo 0,1%, compreso nel range di deformazioni che viene indicato in letteratura come caratteristico del problema dei cedimenti di una fondazione superficiale.

Il confronto tra i valori dei cedimenti ottenuti dal monitoraggio e i risultati dei due modelli di calcolo ha permesso di evidenziare diversi aspetti interessanti. Innanzitutto, bisogna evidenziare la buona previsione dei cedimenti che si è ottenuta dal modello FEM e la notevole sottostima derivante dal calcolo analitico. Questa distanza nei risultati è facilmente spiegabile nella differenza che si ha

nella definizione del modello geotecnico, con particolare riferimento al modulo elastico; il modello FEM, infatti, può contare su calcolazioni che nell'intero dominio utilizzano, punto per punto, il modulo elastico in funzione dell'effettivo livello di deformazione grazie ad una caratterizzazione basata sulle curve di decadimento; nel modello analitico utilizzato per il calcolo del cedimento elastico, invece, ad ogni strato è stato assegnato un modulo dopo aver ipotizzato un livello di deformazione costante in tutto il volume significativo (nel caso specifico lo 0,1%).

L'errore commesso nella stima del livello deformativo risulta evidente andando ad estrarre l'entità delle deformazioni in differenti verticali nel modello FEM: tranne che nella prima fase (corrispondente all'affondamento del cassone) in cui si registrano bassi livelli di deformazione, in tutte le altre questi risultano molto maggiori dello 0,1% in ogni strato arrivando in alcuni casi fino allo 0,9%. Ciò conferma che i moduli definiti tramite l'ipotesi iniziale sono troppo alti per la specifica analisi che ci si era proposti di eseguire. Questo viene evidenziato ulteriormente nella seconda stima dei cedimenti, effettuata mediante lo stesso metodo, in cui però i moduli elastici sono stati però individuati nelle curve di decadimento a partire dai livelli deformativi individuati nel modello FEM: i valori ottenuti rappresentano una previsione più vicina di quella derivante dal calcolo iniziale. Tuttavia, anche questa seconda analisi previsionale, sottostima i cedimenti reali, probabilmente per il fatto che i cedimenti valutati tramite il metodo analitico sono calcolati nella mezzeria della sezione del cassone mentre, come è evidente dal modello FEM, i cedimenti massimi si verificano nell'estremo sinistro, a causa dell'eccentricità del carico. Confrontando i livelli deformativi in mezzeria e nell'estremo sinistro, quest'ultimi risultano maggiori e di conseguenza anche i moduli elastici del terreno risulteranno minori; inoltre, nel metodo analitico viene completamente trascurata la componente plastica, che invece viene tenuta in conto nel modello FEM, e potrebbe influire sul risultato.

Un altro risultato che è stato ottenuto dalle numerose elaborazioni svolte riguarda il modulo elastico valutato alla deformazione dello 0,1%. Questo valore può essere correttamente desunto dai risultati delle prove CPT, senza commettere grandi errori, tramite la relazione proposta da Robertson: andando a confrontare i risultati ottenuti dall'elaborazione con tale relazione delle prove CPT a disposizione e i valori del modulo stimati allo stesso livello di deformazione si ottengono valori molto prossimi.

Infine, un'altra considerazione può essere fatta riguardo la definizione del modello geotecnico. Considerando il risultato molto vicino alla realtà ottenuto dal modello FEM è possibile concludere che la caratterizzazione meccanica basata sulle curve di decadimento è molto efficace ed accurata poiché evita sottostime (o

sovrastrutture) dei parametri geotecnici di deformabilità dei depositi dipendenti dalle ipotesi sul livello di deformazione.

Bibliografia e sitografia

- [1] K. Rainer Massarsch and Bengt H. Fellenius – DEEP VIBRATORY COMPACTION OF GRANULAR SOIL - 2005
- [2] McCabe, Brayan A.; McNeill, James A.; Black, Jonathan A. – GROUND IMPROVEMENT USING THE VIBRO-STONE COLUMN TECHNIQUE - 2007
- [3] R. Jeppelli – L'ADDENSAMENTO DEI TERRENI CON METODI DINAMICI - 1970
- [4] P. Nagy; D. Adam – QUALITY CONTROL OF DEEP VIBRO COMPACTION BASED ON THE VIBRATOR MOVEMENT - 2019
- [5] T. L. Gouw – VIBROCOMPACTION PROPOSED DESIGN GUIDELINE FOR PRACTICING ENGINEERS - 2019
- [6] M. R. Shirazi; O. Zarrin; K. Valipourian – THE ROLE OF VIBRO-STONE COLUMN FOR ENHANCING THE SOFT SOIL PROPERTIES – 2015
- [7] F. Roman; R. Jimenez; J.C.G. Suarez; A. Coz – PRELOADING OF A HYDRAULLIC FILL FOR FOUNDATION OG LNG TANKS - International Symposium on Ground Improvement IS-GI Brussels 2012
- [8] R. A. Jewell – USE OF TEMPORARY WATER DRAWDOWN FOR SITE IMPROVEMENT – International Symposium on Ground Improvement IS-GI Brussels 2012
- [9] Dr. Ing. Ak. M. Bringiotti; Dr. Geol. M. Dossi, Dr. D. Nicastro – MISCELAZIONE PROFONDA DEI TERRENI: METODI CLASSICI E TECNOLOGIE INNOVATIVE – CSM by bauer 2009
- [10] <https://www.trevispa.com/it/Tecnologie/jet-grouting>
- [11] J. H. S. Yee; A. M. R. G. Athapaththu; H. H. Lau – ELECTRO-OSMOTIC CONSOLIDATION FOR IMPROVEMENT OF GEOTECHNICAL ENGINEERING PROPERTIES OF TROPICAL PEAT – International Symposium on Ground Improvement IS-GI Brussels 2012
- [12] B. Meulewaeter; D. Bourlon; J. Maertens – GROUND IMPROVEMENT WORKS ON LARGE SCALE PROJECTS IN THE NORTH OF MOROCCO – International Symposium on Ground Improvement IS-GI Brussels 2012
- [13] H. Kinoshita; K. Harasa; M. Nozu; J. Ohbayashi – SAND COMPACTION PILE TECHNOLOGY AND ITS PERFORMANCE IN BOTH SANDY AND CLAYEY GROUNDS – International Symposium on Ground Improvement IS-GI Brussels 2012
- [14] C. J. Serridge – VIBRO GROUND IMPROVEMENT TECHNIQUES – International Symposium on Ground Improvement IS-GI Brussels 2012
- [15] B. Hamidi; S. Varaksin – LESSON LEARNED FROM MILLION OF SQUARE METRES OF GROUND IMPROVEMENT – International Symposium on Ground Improvement IS-GI Brussels 2012
- [16] C. H. Wong; K. C. Yeo; S. H. Yung; S. J. Liu – EFFECTS OF FINE ON VIBRO-COMPACTION – International Symposium on Ground Improvement IS-GI Brussels 2012

[17] K. C. Yeo; S. H. Yung; S. J. Liu – STONE COLUMN AND VIBRO-COMPACTION OF SOIL IMPROVEMENT FOR LIQUEFACTION – International Symposium on Ground Improvement IS-GI Brussels 2012

[18] J. H. Atkinson – NON-LINEAR SOIL STIFFNESS IN ROUTINE DESIGN – 2000

[19] H. G. Poulos; E. H. Davis – ELASTIC SOLUTIONS FOR SOIL AND ROCK MECHANICS – Center for geotechnical research, The university of Sydney, 2006

[20] C. Viggiani – FONDAZIONI – Hevelius edizioni – 1999, ristampa 2014