

RELAZIONE GEOLOGICA

RELAZIONE SISMICA

COMUNE DI SORRENTO

PROGETTO DI RIFACIMENTO DELLA SEDE STRADALE DI VIA FONTANELLE CROLLATA A SEGUITO DELL'EVENTO FRANOSO DEL 4\03\2014

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Ing. S. Massimo

Geol. A.Malafronte

Collaboratori Tecnici

Geom. U. Nappi

Dott. G. Saggese

Geom. G. Punzo

1 Premessa

Su incarico del Dirigente dell'ufficio Tecnico del Comune di Sorrento, giusta Determina del III Dipartimento n. 454 del 05/04/2016, si è proceduto alla formalizzazione del gruppo di lavoro necessario alla realizzazione di un progetto di ricostruzione del tratto di strada di Via Fontanelle crollato a seguito dell'evento franoso del 4 marzo 2014.

Il gruppo di lavoro, interno alla Regione Campania, Dipartimento 53 Direzione Generale LL.PP. e Protezione Civile, risulta essere così composto:

Ing. Massimo Sergio

Geol. Antonio Malafronte

Geom. Ugo Nappi

Geom. Giuseppe Punzo

Dott. Giancarlo Saggese

la presente relazione geologica e la relativa indagine geognostica e geotecnica ha consentito pertanto di individuare:

1) Il modello geologico è stato costruito nel dettaglio ed è stato confrontato con le caratteristiche geologiche dell'area; esso è composto da uno spessore non superiore a mt 1,50 / 2,00 di terreni piroclastici rimaneggiati, poggianti su argille marroni caotiche con clasti arenacei e trovanti per uno spessore di mt 3-4 circa, con il substrato argilloso arenaceo compatto passante ad arenarie, omogeneamente distribuito al di sotto dell'area d'indagine. Per il sito in esame, rilevato lo stato attuale dei luoghi, si rilevano comunque elevati valori di pericolosità geologica derivante dall'instabilità dei terreni esposti al transito delle acque sotterranee e dalla particolare conformazione topografica che essa ha

assunto a seguito dell'evento franoso; l'area indagata rientra tra quelle a rischio A3 P3 nella cartografia del Piano Stralcio dell'Autorità di Bacino della Campania Centrale così come rappresentato nella cartografia allegata.

**Tutti i parametri sono stati desunti dalle prove in sito e di laboratorio :
sondaggi stratigrafici e prove penetrometriche pesanti SCPT**

2) Il modello sismico e le caratteristiche dinamiche dei terreni sono state desunte dalle prove geofisiche con metodologia MASW (multianalysis of seismic waves), eseguite nell'ambito dell'area di sedime.

Nella presente relazione si riportano i risultati ottenuti e si definiscono i parametri geologici e geotecnici di riferimento.

Il presente documento è stato inoltre aggiornato nella caratterizzazione sismica dei terreni sulla base di :

- *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14\01\2008*
- *Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14\09\2005;*
- *OPCM n.3274 del 20\03\2003, normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica;*
- *DPR n. 554\99, Legge quadro in materia di LL.PP.*
- *D.M. 11\03\1988, Norme tecniche per le indagini sui terreni e sulle rocce e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.*

L'individuazione della categoria di suolo per la definizione dell'azione sismica di progetto ai sensi del NTC D.M. 14\01\08 e dell'ordinanza OPCM 3274 è stata effettuata mediante parametrizzazione con correlazioni $V_{s30} - N_{spt30}$ e con confronto con sismica MASW relativa ad indagini geofisiche eseguite sul sito in oggetto.

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

D.M. LL.PP. del 11/03/1988

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

D.M. LL.PP. del 14/02/1992

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996

Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Norme Tecniche Costruzioni D.M. 14/01/2008

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Intervento di ricostruzione di Via Fontanelle

Il progetto di che trattasi, è focalizzato sulle opere necessarie alla ricostruzione del tratto di strada crollato a seguito del franamento avente un'ampiezza di circa 45 mt ed una lunghezza di circa 80 mt. Il movimento franoso ha avuto un andamento rototraslazionale nella parte compresa tra la strada ed il tratto di monte, mentre è evoluto nel tratto basso ad uno scivolamento ad andamento planare in basso con la rimobilizzazione di un precedente evento di frana.

A seguito del movimento franoso il piano campagna, nel tratto di riferimento, si è ribassato di circa 5 mt. Nel progetto di ricostruzione sono altresì previste opere di consolidamento del coronamento del ciglio di frana, la sistemazione idraulica delle acque meteoriche di dilavamento ed il completamento delle opere di drenaggio delle acque sotterranee mediante dreni suborizzontali.

Per il consolidamento del movimento franoso si provvederà con paratie di pali e relative opere di tirantatura e parimenti per la definizione del sistema fondale.

Dall'analisi della campagna di indagini geognostiche eseguite nell'area della frana si evidenzia che la frana ha interessato un pacco di strati costituiti dall'alto verso il basso da:

- terreni vegetali piroclastici
- limi argillosi
- argille limose con ghiaia e ciottoli

Il piano di scivolamento è contrassegnato dalla formazione argilloso arenacea compatta così come rappresentato nella sezione stratigrafica allegata.

Particolare evidenza ha rappresentato la circolazione idrica sotterranea che nel periodo di innesco della frana ha mostrato evidenze di falde multiple in sovrappressione.

Descrizione dell'evento franoso

L'evento franoso, verificatosi a partire dai giorni 3 e 4 marzo 2014 è stato seguito nel dettaglio da parte dei tecnici del Genio Civile e dell'ARCADIS rilevando le fasi evolutive e le caratteristiche geomorfologiche dell'area.

In particolare i tecnici dell'ARCADIS hanno effettuato il monitoraggio in continuo cartografando i limiti dell'area di frana (*allegato n. 1*).

La frana rilevata e seguita direttamente nella sue evoluzione presenta un coronamento di forma circolare nella parte alta con fessurazioni radiali con vergenza verso la zona in frana, ribassata dal movimento franoso.

La superficie complessa della frana mostra pertanto una cinematica tipica nei terreni argilloso arenacei (flysch miocenico) di riferimento, ossia con scivolamento rotazionale nella parte alta, mentre come rilevato dalla campagna di indagini effettuata, evidenzia un movimento traslazionale dell'intero corpo di frana con deformazioni di accumulo nella parte più a valle, corrispondente al lato monte della strada provinciale per Massa Lubrense. La morfologia del movimento franoso risulta assolutamente compatibile con le caratteristiche geologiche e geomeccaniche del substrato, caratterizzato da argille mioceniche ed arenarie, meglio definite di seguito.

La complessità dell'evento è inoltre rappresentata dalla circolazione idrica sotterranea. Nei periodi di intensa piovosità sono presenti falde intermittenti, impostate nelle alternanze arenacee, che possono essere soggette a sovrappressioni e quindi innescare e/o rimobilizzare eventi similari a quello di hce trattasi. La falde freatiche di riferimento convergono verso la costa e quindi

nell'area di riferimento a partire dalla dorsale in località Deserto nel Comune di Massa Lubrense loc. S. Agata.

La variazione litologica nella composizione del sottosuolo nell'ultimo tratto della penisola sorrentina, è evidenziata, oltre che dalla morfologia, anche da toponimi ricorrenti nell'area, quali ad esempio *Via Pantano e Via Fontanelle*, che indicano la presenza di fenomeni risorgivi in prevalenza a carattere intermittente, ma anche risorgenze perenni.

Come è noto l'evento franoso si è sviluppato nel corso di alcune ore a partire dal 04/03/2014, dapprima con alcune lesioni sul manto stradale e di lì nel giro di alcune ore con la drammatica evoluzione, avvenuta sotto gli occhi dei funzionari dell'ufficio tecnico intervenuti su richiesta dei residenti. L'evento è stato preceduto, come spesso accade per questa tipologia di eventi che si sviluppano in terreni argilloso arenacei, dopo una lunga serie di eventi di pioggia di non eccezionale intensità ma persistenti su almeno 5-7 giorni, tali da consentire una forte ricarica della falda freatica e delle varie falde sospese presenti nelle intercalazioni arenacee che sono tipiche dell'area ove affiorano i terreni della formazione del Flysh miocenico con alternanze di argille ed arenarie.

Interventi di somma urgenza eseguiti sull'area della frana

A cura della Regione Campania, Direzione Generale dei LL.PP. e Protezione Civile si è proceduto ed effettuare un primo intervento di somma urgenza, finalizzato alla conoscenza del fenomeno in atto e porre in sicurezza l'area mediante la realizzazione di opere provvisoriale atte a migliorare il deflusso idrico superficiale e sotterraneo. Sono state infatti eseguite canalette di raccolta delle acque e tubazioni per lo smaltimento delle stesse a valle. Sono state inoltre realizzate batterie di dreni suborizzontali che hanno intercettato nell'70% delle perforazioni notevoli venute d'acqua con rapide ricariche in occasione di eventi piovosi intensi.

L'avvio delle prime opere di mitigazione è avvenuto a seguito di richiesta telefonica di urgenvento ad Horas da parte della sala operativa della Protezione Civile già a partire dal giorno 05/03/2014.

La prima fase conoscitiva è stata condotta in collaborazione con l'Arcadis, che ha provveduto ad istituire un presidio per il monitoraggio dell'evento, rilevando le caratteristiche del movimento franoso e l'avanzamento delle linee di frattura ed effettuando un report cartografico unito in allegato.

La frana presenta la tipica morfologia “complessa” con prevalenza di CINEMATICA ROTAZIONALE nella parte più alta, evoluta a traslazionale nel movimento nella parte bassa, spinta dai terreni a monte. L'evento ha coinvolto la strada comunale Via Fontanelle, caratterizzata da murature in calcestruzzo non armato a monte ed a valle con cordolo sommitale in calcestruzzo armato e la relativa fognatura presente lungo la strada unitamente alle condotte idriche ed elettriche. Il movimento franoso, è stato misurato in circa 45 mt di ampiezza con

uno sviluppo longitudinale di circa 100 mt , con uno spessore medio dei terreni coinvolti pari a circa mt 5-6 come rappresentato graficamente.

le caratteristiche della frana e le modalità di innesco e movimento rientrano tra le deformazioni caratteristiche dei terreni argilloso arenacei presenti nell'area terminale della penisola sorrentina, Comune di Massa Lubrense, con cui il tratto sudovest del territorio di Sorrento condivide la natura geologica dei terreni miocenici e le caratteristiche.

Interventi eseguiti sull'area in frana 2014 – 2015

Sulla base dei rilievi di dettaglio dei sistemi di frattura presenti nell'intera area, del monitoraggio effettuato dall'ARCADIS , del rilievo delle fenomeni di risorgenze idriche e freatiche presenti in tutta l'area, è stato così eseguito a cura del Genio Civile di Napoli con finanziamento della Direzione Generale LL.PP. E protezione Civile , un intervento di sommo urgenza per il drenaggio delle acque superficiali e sotterranee, affidato alla ditta COGEPA srl.

L'intervento ha provveduto a:

- a) allontanare dal corpo di frana le acque meteoriche provenienti dalla sede stradale la cui fognatura era stata tranciata dall'evento mediante la realizzazione di canalette di raccolta e drenaggio delle acque meteoriche non più intercettate dal sistema fognario;
- b) impedire alle acque meteoriche di infiltrarsi nelle fratture aperte ai margini del corpo di frana;
- c) eseguire sondaggi stratigrafici preliminari nelle aree a monte della frana;
- d) realizzare dreni suborizzontali per lo smaltimento delle acque di falda che saturavano i terreni, emergendo in tutta l'area dissestata;
- e) effettuare rilievo topografico GPS differenziale con installazione di caposaldi e determinazione dei volumi e delle caratteristiche dell'evento e consentire il monitoraggio dell'area in frana.

Successivamente, a seguito di incontri tecnici tenuti con l'Assessore ai LLPP della Regione Campania il Comune di Sorrento ebbe a finanziare un secondo

intervento finalizzato alla realizzazione di un sistema di trincee drenanti nel corpo di frana per intercettare e smaltire le acque sotterranee derivanti dal sistema freatico presente nel corso in frana.

Si sono realizzate trincee drenanti con moduli prefabbricati di reti metalliche con filo a doppia torsione rimpilate di materili drenanti, rivestite di TNT e caratterizzate da canalizzazioni di fondo per la raccolta e lo smaltimento delle acque. La particolare conformazione morfologica delle strutture drenanti, riportate in allegato si è resa necessaria per adattarsi alla morfologia dei luoghi. Lo smaltimento delle acque raccolte avviene mediante sistema fognario fino a valle.

Nel corso dei lavori, diretti dal Genio Civile ed affidati alla ditta LUDO APPALTI srl, è stata altresì eseguita una barriera di circa 12 dreni suborizzontali della profondità di mt 30 ed una campagna di indagini geognostiche con sondaggi stratigrafici, prove penetrometriche ed SPT e sismica finalizzata a completare le informazioni geologiche e geotecniche sull'area in frana. È stato altresì effettuato un rilievo topografico di dettaglio utilizzato come base per la presente progettazione. Sono stati altresì materializzati caposaldi per successivi atti di controllo e monitoraggio.

caratteristiche evento di frana

E' opportuno rilevare che l'attuale movimento franoso è originato dalla rimobilizzazione, anche se con una evidenza regressiva per lo più di trazione meccanica, di un precedente evento franoso avvenuto presumibilmente intorno agli anni '60, come desunto da alcune analisi bibliografiche del servizio geologico nazionale e testimonianze raccolte in loco.

Nel corso dei lavori, infatti, sono stati rilevati i resti di un precedente intervento di sistemazione idraulica del corpo di frana, caratterizzato da pozzetti in muratura per la raccolta delle acque sotterranee, da una tubazione di scolo in cemento e da varie opere di sistemazione idraulica e drenaggio delle acque sotterranee poste anche a tergo del muro di contenimento presente lungo la strada provinciale Sorrento – Massa.

Tutti i sistemi drenavano le acque a seguito di un evento franoso accaduto presumibilmente nello stesso periodo di quello che ha interessato Nerano ed altre aree peninsulari negli anni '60 e che risulta inoltre evidente nei caratteri dei suoli nel corpo di frana. Tutto questo mostra l'evidenza della ripresa di un evento di frana con rimobilizzazione dei piani di scivolamento con il relativo ampliamento dell'area interessata.

Le acque drenate sottopassano la strada provinciale e trovano recapito in canale posto poco lontano verso il Capo di Sorrento.

Il coinvolgimento dei terreni a monte presso l'area di proprietà Spartano è avvenuta per gli effetti secondari di trazione e trascinarsi da parte del cinematisma rotazionale individuato nell'ambito della sede stradale.

Le perforazioni eseguite nell'ambito della proprietà Spartano per l'intervento di somma urgenza hanno rilevato la presenza della formazione argilloso arenacea compatta e senza evidenze di circolazione idrica, che invece è molto evidente nell'area a valle e ben rappresentata dalla venute d'acqua negli interstrati arenacei in corrispondenza dell'impronta della sede stradale.

Si ritiene quindi che l'innescò del movimento franoso sia esclusivamente da attribuirsi a fenomeni naturali correlati direttamente alla persistenza degli eventi di pioggia, in quanto l'assetto delle acque superficiali era comunque caratterizzato dalla presenza di una fognatura che di smaltimento della acque meteoriche provenienti da monte, senza che esse trovavano recapito lungo il versante, né a monte né a valle della strada stessa. La caratteristica e l'entità delle sistemazioni effettuate nell'ambito della proprietà Spartano ed a valle della sede stradale non appaiono tali da considerarle quale fonte di innescò di un movimento così ampio. Invece la preesistenza di una superficie di scivolamento sullo stesso sito e la presenza di falde freatiche sovrapposte rende il meccanismo cinematico chiaro ed indipendente da fattori morfologici locali.

Indagini geognostiche

Al fine di indagare sulla natura e sulle caratteristiche fisico-meccaniche del volume significativo di terreno impegnato dal movimento franoso e per la definizione dell'intera successione stratigrafica finalizzata alla realizzazione delle opere di consolidamento e ricostruzione della sede stradale ed in conformità alle vigenti normative tecniche, si sono eseguiti:

n. 6 sondaggi stratigrafici a carotaggio continuo spinti alla profondità massima di mt 30 dal p.c.

n. 2 sondaggi a distruzione

n. 8 prove penetrometriche SPT

n. 2 prove penetrometriche SCPT con maglio da 63,5 Kg (apparecchiatura statica\dinamica pesante Pagani TG63\100) spinte fino alla profondità massima di mt 22.00 dal p.c.

Non è stato possibile prelevare campioni indisturbati per l'elevata percentuale di elementi clastici presenti negli orizzonti argillosi, mentre i terreni di substrato hanno mostrato elevate caratteristiche geomeccaniche.

Le indagini sono state approfondite nella definizione della sismodinamica mediante prove sismiche in sito.

a) prospezione geofisica con sismica a rifrazione MASW (multi canne analysis of seismic waves) per il rilevamento dei parametri sismodinamici dei terreni.

L'ubicazione delle prove eseguite è riportata in allegato ed inoltre si dichiara che le caratteristiche strumentali e le procedure di esecuzione delle prove stesse sono a NORMA UNI :

CERTIFICAZIONI

- a) Le indagini geologiche a cui si fa riferimento sono state eseguite con trivella idraulica a rotazione costruita dalla TEREDO srl certificata UNI, dalla società LUDO APPALTI srl;**
- b) Il Penetrometro PAGANI md TG 63-100 Kn utilizzato è conforme alle NORME UNI EN ISO 22476-2:2005 così come da certificazione allegata;**
- c) La strumentazione geofisica utilizzata – sismografo MAE A6000 24 bit è dotata di certificazione di conformità unita in allegato;**
- d) Il software utilizzato nella elaborazione dei dati geotecnici e geofisici è munito di regolare certificazione ed autorizzazione all'uso.**

I sondaggi (ottobre - novembre 2015) hanno evidenziato la presenza di adunamenti idrici / falda freatica su cui sono stati installati piezometri a tubo aperto, alle quote di:

S1 H2O = mt 9,00

S2 H2O = //

S3 H2O = mt 6,00

S4 H2O = mt 7,80

S5 H2O = mt 11,00

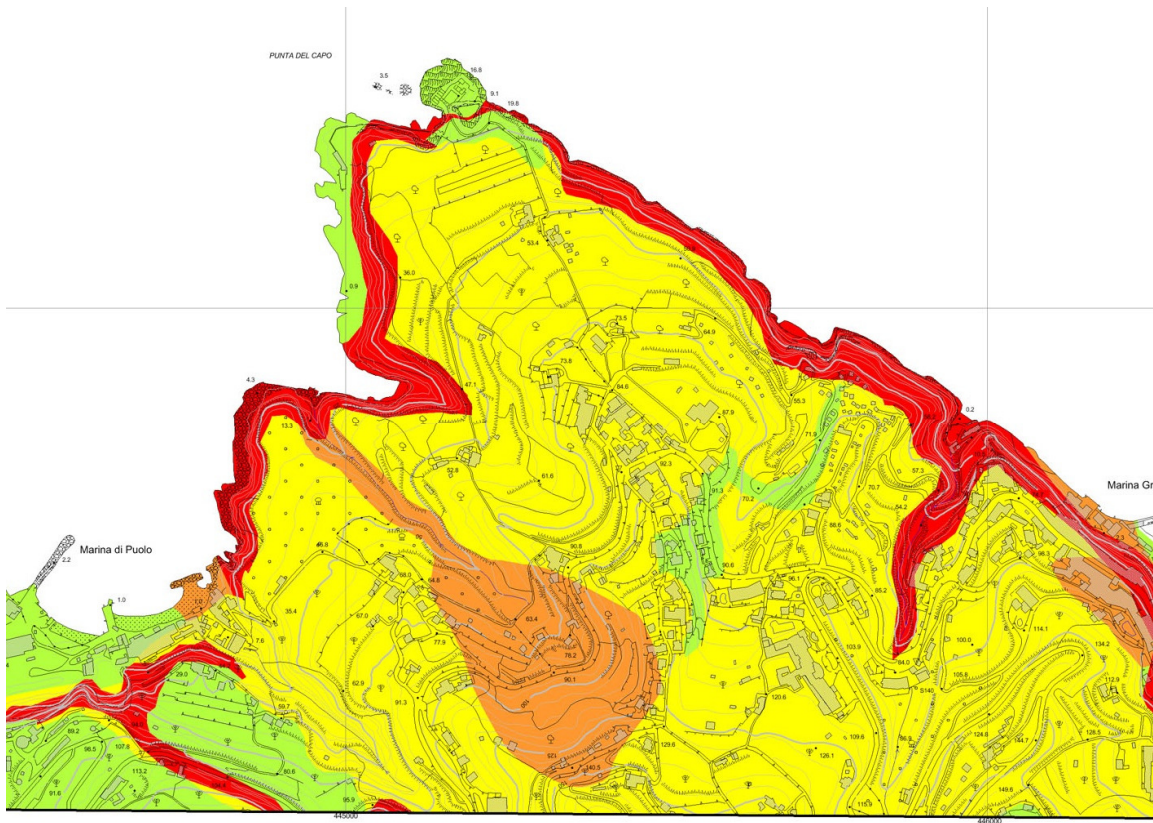
S6 H2O = mt 7,50

successive misurazioni hanno evidenziato il carattere stagionale delle acque sotterranee non rilevando presenza di acqua.








MODELLO GEOLOGICO

2 Caratteristiche geologiche e geomorfologiche

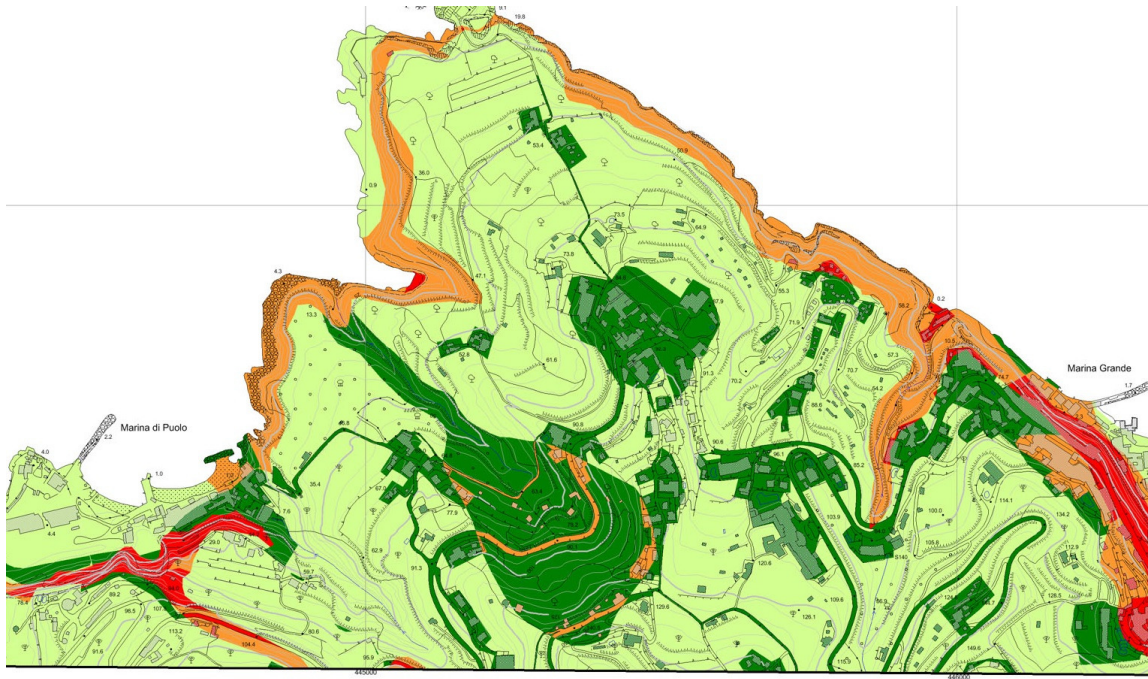
L'area in esame è ricadente nell'ambito del Piano Stralcio dell'Autorità di Bacino Campania Centrale: Pericolosità da frana



LEGENDA

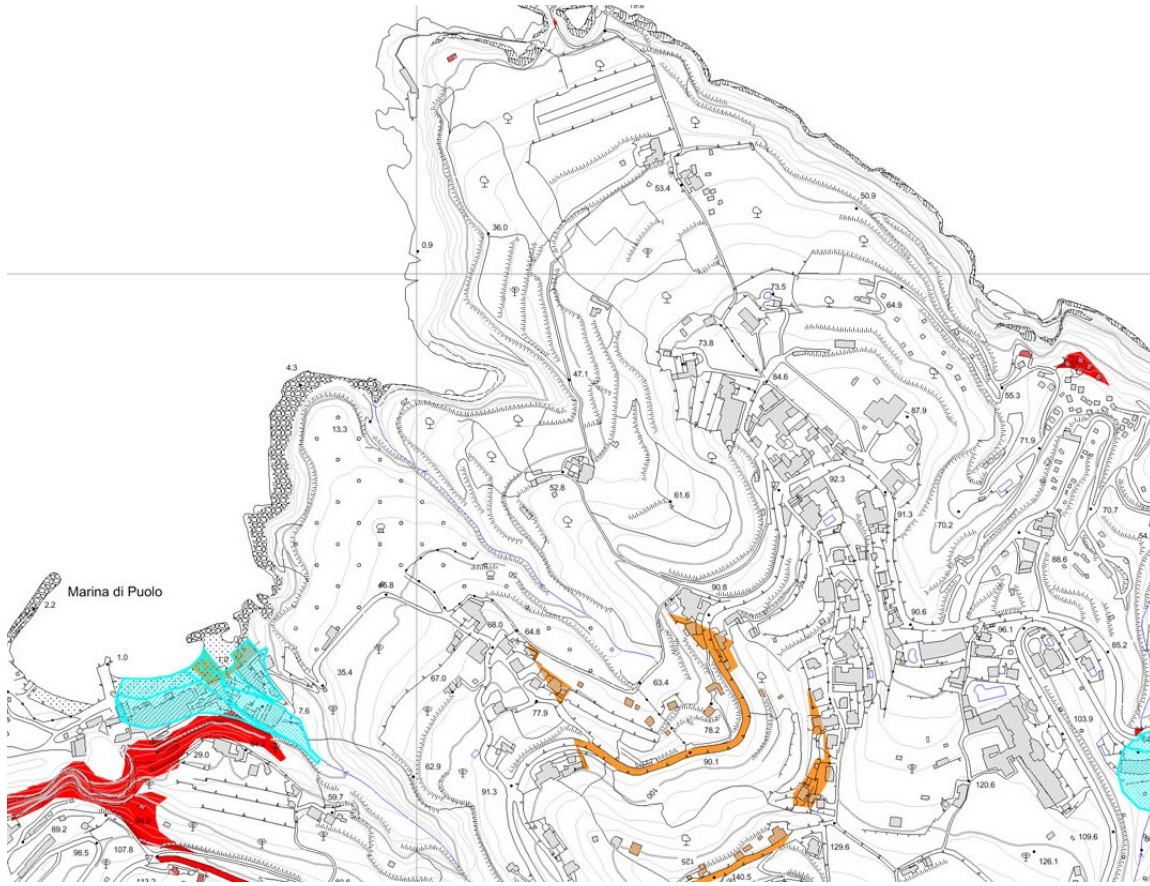
- | | |
|---|--|
|  | P4 - Pericolosità molto elevata |
|  | P3 - Pericolosità elevata |
|  | P2 - Pericolosità moderata |
|  | P1 - Pericolosità bassa |
|  | Area declassata per interventi di sistemazione idrogeologica |
|  | Area di cava |
|  | Limite di bacino |
- SORRENTC

Rischio frana



LEGENDA

- R4 - Rischio molto elevato
- R3 - Rischio elevato
- R2 - Rischio medio
- R1 - Rischio moderato
- Limite di bacino



Rischio R3 R4

LEGENDA



3 Indagine Geognostica

Allo scopo di ottenere informazioni e definizione dei parametri geotecnici ed in relazione alla struttura da realizzare si è programmata l'indagine in sito tale da ottenere i dati geomeccanici di riferimento e nel contempo ottenere informazioni sulla geometria e sulle caratteristiche fisico meccaniche del volume significativo di terreno impegnato dallo sviluppo delle pressioni indotte.

Sulla base delle considerazioni sopra esposte e viste le caratteristiche di urbanizzazione dell'area è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche caratterizzata dall'esecuzione di n. 6 sondaggi stratigrafici, n. 3 sondaggi penetrometrici dinamici SCPT; geofisica con sismica a rifrazione ed analisi MASW , prove di laboratorio geotecnico cui dati sono riportati nelle seguenti pagine.

Di seguito si riportano i dati delle elaborazioni effettuate con i programmi della GEOSTRU srl relativi alle correlazioni con i principali parametri geotecnici.

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Committente: COMUNE DI SORRENTO Cantiere: FRANA VIA FONTANELLE Località: VIA FONTANELLE	
---	--

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: PROVE SPT IN FORO

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63.5 Kg
Altezza di caduta libera	0.76 m
Peso sistema di battuta	4.2 Kg
Diametro punta conica	50.46 mm
Area di base punta	20 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	7 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0.80 m
Avanzamento punta	0.30 m
Numero colpi per punta	N(30)
Coeff. Correlazione	1
Rivestimento/fanghi	No

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: DPSH TG 63-200 PAGANI

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63.5 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	0.63 Kg
Diametro punta conica	51.00 mm
Area di base punta	20.43 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6.31 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0.40 m
Avanzamento punta	0.20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1.489
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90 °

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE **(DYNAMIC PROBING)DPSH – DPM**

Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di “catalogare e parametrizzare” il suolo attraversato con un’immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L’utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M ;
- altezza libera caduta H ;
- punta conica: diametro base cono D , area base A (angolo di apertura α);
- avanzamento (penetrazione) δ ;
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Correlazione con N_{spt}

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt} . Il passaggio viene dato da:

Dove:

in cui Q è l’energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT.

L’energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

in cui

M	peso massa battente.
M'	peso aste.
H	altezza di caduta.
A	area base punta conica.
δ	passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta R_{pd}

Formula Olandesi

R_{pd}	resistenza dinamica punta (area A).
e	infissione media per colpo (δ/N).
M	peso massa battente (altezza caduta H).
P	peso totale aste e sistema battuta.

Calcolo di $(N_1)_{60}$

$(N_1)_{60}$ è il numero di colpi normalizzato definito come segue:

(Liao e Whitman 1986)

ER/60	rendimento del sistema di infissione normalizzato al 60%.
C_s	parametro funzione della controcamicia (1.2 se assente).
C_d	funzione del diametro del foro (1 se compreso tra 65-115mm).
C_r	parametro di correzione funzione della lunghezza delle aste.

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini (1983) - Meyerhof (1956) - Desai (1968) - Borowczyk-Frankowsky (1981).

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenza alla punta.

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono :

Media

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media minima

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Massimo

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Minimo

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Scarto quadratico medio

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media deviata

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media (+ s)

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media (- s)

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Distribuzione normale R.C.

Il valore di $N_{spt,k}$ viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, secondo la seguente relazione:

dove σ_{Nspt} è la deviazione standard di $Nspt$

Distribuzione normale R.N.C.

Il valore di $Nspt,k$ viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, trattando i valori medi di $Nspt$ distribuiti normalmente:

dove n è il numero di letture.

Pressione ammissibile

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 m ed immersione $d = 1$ m.

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti

Liquefazione

Permette di calcolare utilizzando dati $Nspt$ il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi). Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se $Nspt$ dello strato considerato risulta inferiore a $Nspt$ critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

Correzione $Nspt$ in presenza di falda

$Nspt$ è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda).

Angolo di Attrito

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof (1956) - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 m; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 m per terreni sopra falda e < 8 m per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)
- Meyerhof (1956) - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers (1961)- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 m. sopra falda e < 7 m per terreni in falda) $\sigma > 5$ t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38° .
- Malcev (1964) - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m e per valori di angolo di attrito < 38°).
- Schmertmann (1977)- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da D_r %.
- Shioi-Fukuni (1982) - ROAD BRIDGE SPECIFICATION, Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.
- Shioi-Fukuni (1982) - JAPANESE NATIONALE RAILWAY, Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose.
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda) $s > 15$ t/mq.
- Meyerhof (1965) - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 m e con (%) di limo > 5% a profondità < 3 m.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie D_r viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di D_r % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).
- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC , metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di D_r % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

Modulo Di Young (E_y)

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.
- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici .
- Schultze-Menzenbach , correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970) , correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia.
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

Modulo Edometrico

Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia

- Buismann-Sanglerat , correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).
- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Peso di volume saturo

- Terzaghi-Peck (1948-1967)

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)

- Seed-Idriss (1978-1981) . Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio τ e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

Velocità onde di taglio V_s (m/s)

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

Modulo di deformazione di taglio (G)

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Modulo di reazione (K_o)

- Navfac (1971-1982) - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson (1983) - Q_c

Correlazioni geotecniche terreni coesivi

Coesione non drenata

- Benassi & Vannelli- correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA (1983).
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con $N_{spt} < 8$, argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948). Cu (min-max).

- Sanglerat , da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi , tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensitività > 5 , per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.
- Sanglerat , (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche < 10 colpi, per resistenze penetrometriche > 10 l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche " di Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità , (Cu-Nspt-grado di plasticità).
- Schmertmann (1975), Cu (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille** e **limi argillosi** con $N_c = 20$ e $Q_c/N_{spt} = 2$.
- Schmertmann (1975), Cu (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC .
- Fletcher (1965), (Argilla di Chicago) . Coesione non drenata Cu (Kg/cmq), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità.
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni (1982), valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson (1983) - Q_c

Modulo Edometrico-Confinato (M_o)

- Stroud e Butler (1975),- per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.
- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$) - da esperienze su argille glaciali .
- Vesic (1970), correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato - M_o (Eed) (Kg/cmq)-, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$).
- Buismann- Sanglerat, valida per argille compatte ($N_{spt} < 30$) medie e molli ($N_{spt} < 4$) e argille sabbiose ($N_{spt} = 6-12$).

Modulo Di Young (E_y)

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P. > 15 .
- D'Appollonia ed altri (1983), correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977.

Peso di Volume

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

Peso di volume saturo

- Meyerhof ed altri.

PROVA ... Nr.1

Strumento utilizzato...
 Prova eseguita in data
 Falda non rilevata

PROVE SPT IN FORO
 09/08/2016

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi
2.65	1
2.80	1
2.95	1
5.15	1
5.30	3
5.45	3
8.65	8
8.80	15
8.95	30
15.15	5
15.30	12
15.45	22
20.15	8
20.30	17
20.45	28

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata (KPa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Terzaghi -Peck	Sanglerat	Terzaghi -Peck (1948)	U.S.D.M .S.M	Schmertmann 1975	SUNDA (1983) Benassi e Vannelli	Fletcher (1965) Argilla di Chicago	Houston (1960)	Shioi - Fukui 1982	Begeman n	De Beer
[1] - Strato	2	2.95	12.26	24.52	0.00	8.04	18.93	0.00	17.95	57.37	9.81	2.75	24.52
[2] - Strato	6	5.45	36.77	73.55	24.52	23.83	57.37	0.00	52.96	86.49	29.42	29.13	73.55
[3] - Strato	45	8.95	297.83	551.62	0.00	157.20	440.91	0.00	333.43	474.45	220.65	631.35	551.62
[4] - Strato	34	15.45	225.06	416.78	0.00	123.37	332.05	0.00	265.47	345.98	166.71	351.86	416.78
[5] - Strato	45	20.45	297.83	551.62	0.00	157.20	440.91	0.00	333.43	474.45	220.65	429.92	551.62

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Mpa)
[1] - Strato	2	2.95	Robertson (1983)	0.39
[2] - Strato	6	5.45	Robertson (1983)	1.18
[3] - Strato	45	8.95	Robertson (1983)	8.83
[4] - Strato	34	15.45	Robertson (1983)	6.67
[5] - Strato	45	20.45	Robertson (1983)	8.83

Modulo Edometrico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Stroud e Butler (1975)	Vesic (1970)	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	Buisman-Sanglerat
[1] - Strato	2	2.95	0.90	2.94	2.18	2.45
[2] - Strato	6	5.45	2.70	--	6.18	7.35

[3] - Strato	45	8.95	20.25	--	45.19	44.13
[4] - Strato	34	15.45	15.30	--	34.18	33.34
[5] - Strato	45	20.45	20.25	--	45.19	44.13

Modulo di Young (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schultze	Apollonia
[1] - Strato	2	2.95	0.25	1.96
[2] - Strato	6	5.45	4.77	5.88
[3] - Strato	45	8.95	48.75	44.13
[4] - Strato	34	15.45	36.34	33.34
[5] - Strato	45	20.45	48.75	44.13

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - Strato	2	2.95	A.G.I. (1977)	PRIVO DI CONSISTENZA
[2] - Strato	6	5.45	A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE
[3] - Strato	45	8.95	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE
[4] - Strato	34	15.45	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE
[5] - Strato	45	20.45	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (KN/m³)
[1] - Strato	2	2.95	Meyerhof	15.30
[2] - Strato	6	5.45	Meyerhof	17.75
[3] - Strato	45	8.95	Meyerhof	24.52
[4] - Strato	34	15.45	Meyerhof	22.06
[5] - Strato	45	20.45	Meyerhof	24.52

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (KN/m³)
[1] - Strato	2	2.95	Meyerhof	18.14
[2] - Strato	6	5.45	Meyerhof	18.53
[3] - Strato	45	8.95	Meyerhof	24.52
[4] - Strato	34	15.45	Meyerhof	24.52
[5] - Strato	45	20.45	Meyerhof	24.52

Velocità onde di taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Strato	2	2.95		0
[2] - Strato	6	5.45		0
[3] - Strato	45	8.95		0
[4] - Strato	34	15.45		0
[5] - Strato	45	20.45		0

PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato...
 Prova eseguita in data
 Falda non rilevata

PROVE SPT IN FORO
 09/08/2016

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi
3.15	3
3.30	6
3.45	8
6.15	4
6.30	12
6.45	15
15.15	15
15.30	22
15.45	30
25.15	22
25.30	28
25.45	34

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.2**TERRENI COESIVI****Coesione non drenata (KPa)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Terzaghi -Peck	Sanglerat	Terzaghi -Peck (1948)	U.S.D.M .S.M	Schmert mann 1975	SUNDA (1983) Benassi e Vannelli	Fletcher (1965) Argilla di Chicago	Houston (1960)	Shioi - Fukui 1982	Begeman n	De Beer
[1] - Strato	14	3.45	92.67	171.62	49.03	54.23	135.33	0.00	119.54	150.73	68.65	195.64	171.62
[2] - Strato	27	6.45	178.68	330.97	98.07	100.32	262.92	0.00	217.71	272.04	132.39	376.58	330.97
[3] - Strato	52	15.45	344.21	637.43	0.00	177.21	510.34	0.00	372.06	564.08	254.97	640.08	637.43
[4] - Strato	62	25.45	410.41	760.02	0.00	203.68	609.78	0.00	421.10	702.55	304.01	640.08	760.02

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Mpa)
[1] - Strato	14	3.45	Robertson (1983)	2.75
[2] - Strato	27	6.45	Robertson (1983)	5.30
[3] - Strato	52	15.45	Robertson (1983)	10.20
[4] - Strato	62	25.45	Robertson (1983)	12.16

Modulo Edometrico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Stroud e Butler (1975)	Vesic (1970)	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	Buisman-Sanglerat
[1] - Strato	14	3.45	6.30	--	14.18	13.73
[2] - Strato	27	6.45	12.15	--	27.18	26.48
[3] - Strato	52	15.45	23.40	--	52.19	50.99
[4] - Strato	62	25.45	27.90	--	62.19	60.80

Modulo di Young (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schultze	Apollonia
[1] - Strato	14	3.45	13.79	13.73
[2] - Strato	27	6.45	28.45	26.48
[3] - Strato	52	15.45	56.64	50.99
[4] - Strato	62	25.45	67.92	60.80

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - Strato	14	3.45	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE

[2] - Strato	27	6.45	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
[3] - Strato	52	15.45	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE
[4] - Strato	62	25.45	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (KN/m ³)
[1] - Strato	14	3.45	Meyerhof	20.10
[2] - Strato	27	6.45	Meyerhof	20.89
[3] - Strato	52	15.45	Meyerhof	24.52
[4] - Strato	62	25.45	Meyerhof	24.52

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (KN/m ³)
[1] - Strato	14	3.45	Meyerhof	22.06
[2] - Strato	27	6.45	Meyerhof	22.36
[3] - Strato	52	15.45	Meyerhof	24.52
[4] - Strato	62	25.45	Meyerhof	24.52

Velocità onde di taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Strato	14	3.45		0
[2] - Strato	27	6.45		0
[3] - Strato	52	15.45		0
[4] - Strato	62	25.45		0

PROVA ... Nr.3

Strumento utilizzato...
 Prova eseguita in data
 Falda non rilevata

PROVE SPT IN FORO
 09/08/2016

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi
3.15	1
3.30	1
3.45	2
7.15	2
7.30	6
7.45	6
15.15	3
15.30	8
15.45	14
22.15	8
22.30	22
22.45	28
26.15	9
26.30	28
26.45	38

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.3**TERRENI COESIVI****Coesione non drenata (KPa)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Terzaghi -Peck	Sanglerat	Terzaghi -Peck (1948)	U.S.D.M .S.M	Schmertmann 1975	SUNDA (1983) Benassi e Vannelli	Fletcher (1965) Argilla di Chicago	Houston (1960)	Shioi - Fukui 1982	Begeman n	De Beer
[1] - Strato	3	3.45	18.44	36.77	14.71	12.06	28.44	0.00	26.77	64.53	14.71	13.14	36.77
[2] - Strato	12	7.45	79.43	147.10	49.03	46.78	115.72	0.00	103.26	133.96	58.84	104.74	147.10
[3] - Strato	22	15.45	145.63	269.68	98.07	83.06	213.69	0.00	181.42	222.91	107.87	156.91	269.68
[4] - Strato	50	22.45	330.97	612.92	0.00	171.62	490.53	0.00	361.38	537.80	245.17	482.49	612.92
[5] - Strato	66	26.45	436.89	809.05	0.00	213.59	649.59	0.00	438.65	761.39	323.62	692.55	809.05

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Mpa)
[1] - Strato	3	3.45	Robertson (1983)	0.59
[2] - Strato	12	7.45	Robertson (1983)	2.35
[3] - Strato	22	15.45	Robertson (1983)	4.31
[4] - Strato	50	22.45	Robertson (1983)	9.81
[5] - Strato	66	26.45	Robertson (1983)	12.94

Modulo Edometrico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Stroud e Butler (1975)	Vesic (1970)	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	Buisman-Sanglerat
[1] - Strato	3	3.45	1.35	4.41	3.18	3.68
[2] - Strato	12	7.45	5.40	--	12.18	11.77
[3] - Strato	22	15.45	9.90	--	22.18	21.57
[4] - Strato	50	22.45	22.50	--	50.19	49.03
[5] - Strato	66	26.45	29.70	--	66.19	64.72

Modulo di Young (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schultze	Apollonia
[1] - Strato	3	3.45	1.38	2.94

[2] - Strato	12	7.45	11.53	11.77
[3] - Strato	22	15.45	22.81	21.57
[4] - Strato	50	22.45	54.39	49.03
[5] - Strato	66	26.45	72.43	64.72

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - Strato	3	3.45	A.G.I. (1977)	POCO CONSISTENTE
[2] - Strato	12	7.45	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE
[3] - Strato	22	15.45	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
[4] - Strato	50	22.45	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE
[5] - Strato	66	26.45	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (KN/m³)
[1] - Strato	3	3.45	Meyerhof	15.98
[2] - Strato	12	7.45	Meyerhof	19.81
[3] - Strato	22	15.45	Meyerhof	20.69
[4] - Strato	50	22.45	Meyerhof	24.52
[5] - Strato	66	26.45	Meyerhof	24.52

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (KN/m³)
[1] - Strato	3	3.45	Meyerhof	18.24
[2] - Strato	12	7.45	Meyerhof	21.77
[3] - Strato	22	15.45	Meyerhof	20.99
[4] - Strato	50	22.45	Meyerhof	24.52
[5] - Strato	66	26.45	Meyerhof	24.52

Velocità onde di taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Strato	3	3.45		0
[2] - Strato	12	7.45		0
[3] - Strato	22	15.45		0
[4] - Strato	50	22.45		0
[5] - Strato	66	26.45		0

PROVA ... Nr.4

Strumento utilizzato...
 Prova eseguita in data
 Falda non rilevata

PROVE SPT IN FORO
 09/08/2016

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi
3.15	1
3.30	1
3.45	1
6.15	1
6.30	2
6.45	2
9.15	6
9.30	12
9.45	18
12.15	12
12.30	22
12.45	32
15.15	18
15.30	34
15.45	50
20.15	55
20.30	55
20.45	55

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.4**TERRENI COESIVI****Coesione non drenata (KPa)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Terzaghi -Peck	Sanglerat	Terzaghi -Peck (1948)	U.S.D.M .S.M	Schmert mann 1975	SUNDA (1983) Benassi e Vannelli	Fletcher (1965) Argilla di Chicago	Houston (1960)	Shioi - Fukui 1982	Begeman n	De Beer
[1] - Strato	2	3.45	12.26	24.52	0.00	8.04	18.93	0.00	17.95	57.37	9.81	0.00	24.52
[2] - Strato	4	6.45	24.52	49.03	14.71	15.98	38.05	0.00	35.60	71.69	19.61	0.00	49.03
[3] - Strato	30	9.45	198.58	367.75	98.07	110.32	292.53	0.00	238.60	302.93	147.10	382.36	367.75
[4] - Strato	54	12.45	357.45	661.95	0.00	182.70	530.25	0.00	382.46	590.75	264.78	727.65	661.95
[5] - Strato	84	15.45	556.04	1029.70	0.00	253.31	829.15	0.00	503.38	1050.88	411.88	1200.43	1029.70
[6] - Strato	110	20.45	728.14	1348.41	0.00	296.65	1089.32	0.00	555.35	1539.84	539.37	1568.18	1348.41

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Mpa)
[1] - Strato	2	3.45	Robertson (1983)	0.39
[2] - Strato	4	6.45	Robertson (1983)	0.78
[3] - Strato	30	9.45	Robertson (1983)	5.88
[4] - Strato	54	12.45	Robertson (1983)	10.59
[5] - Strato	84	15.45	Robertson (1983)	16.48
[6] - Strato	110	20.45	Robertson (1983)	21.57

Modulo Edometrico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Stroud e Butler (1975)	Vesic (1970)	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	Buisman-Sanglerat
[1] - Strato	2	3.45	0.90	2.94	2.18	2.45
[2] - Strato	4	6.45	1.80	5.88	4.18	4.90
[3] - Strato	30	9.45	13.50	--	30.18	29.42

[4] - Strato	54	12.45	24.30	--	54.19	52.96
[5] - Strato	84	15.45	37.79	--	84.19	82.38
[6] - Strato	110	20.45	49.49	--	110.20	107.87

Modulo di Young (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schultze	Apollonia
[1] - Strato	2	3.45	0.25	1.96
[2] - Strato	4	6.45	2.51	3.92
[3] - Strato	30	9.45	31.83	29.42
[4] - Strato	54	12.45	58.90	52.96
[5] - Strato	84	15.45	92.73	82.38
[6] - Strato	110	20.45	122.05	107.87

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - Strato	2	3.45	A.G.I. (1977)	PRIVO DI CONSISTENZA
[2] - Strato	4	6.45	A.G.I. (1977)	POCO CONSISTENTE
[3] - Strato	30	9.45	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
[4] - Strato	54	12.45	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE
[5] - Strato	84	15.45	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE
[6] - Strato	110	20.45	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (KN/m³)
[1] - Strato	2	3.45	Meyerhof	15.30
[2] - Strato	4	6.45	Meyerhof	16.67
[3] - Strato	30	9.45	Meyerhof	21.18
[4] - Strato	54	12.45	Meyerhof	24.52
[5] - Strato	84	15.45	Meyerhof	24.52
[6] - Strato	110	20.45	Meyerhof	24.52

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (KN/m³)
[1] - Strato	2	3.45	Meyerhof	18.14
[2] - Strato	4	6.45	Meyerhof	18.34
[3] - Strato	30	9.45	Meyerhof	23.24
[4] - Strato	54	12.45	Meyerhof	24.52
[5] - Strato	84	15.45	Meyerhof	24.52
[6] - Strato	110	20.45	Meyerhof	24.52

Velocità onde di taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Strato	2	3.45		0
[2] - Strato	4	6.45		0
[3] - Strato	30	9.45		0
[4] - Strato	54	12.45		0
[5] - Strato	84	15.45		0
[6] - Strato	110	20.45		0

PROVA ... Nr.5

Strumento utilizzato...
 Prova eseguita in data
 Falda non rilevata

PROVE SPT IN FORO
 09/08/2016

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi
3.15	1
3.30	1
3.45	2
8.15	6
8.30	10
8.45	15
15.15	12
15.30	18
15.45	22
22.15	18
22.30	22
22.45	35

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.5**TERRENI COESIVI****Coesione non drenata (KPa)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Terzaghi -Peck	Sanglerat	Terzaghi -Peck (1948)	U.S.D.M .S.M	Schmert mann 1975	SUNDA (1983) Benassi e Vannelli	Fletcher (1965) Argilla di Chicago	Houston (1960)	Shioi - Fukui 1982	Begeman n	De Beer
[1] - Strato	3	3.45	18.44	36.77	14.71	12.06	28.44	0.00	26.77	64.53	14.71	13.14	36.77
[2] - Strato	25	8.45	165.54	306.46	98.07	93.46	243.20	0.00	203.39	251.93	122.58	312.34	306.46
[3] - Strato	40	15.45	264.78	490.33	0.00	142.20	391.38	0.00	303.61	414.23	196.13	429.92	490.33
[4] - Strato	57	22.45	377.36	698.72	0.00	190.74	560.06	0.00	397.46	631.74	279.49	605.07	698.72

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Mpa)
[1] - Strato	3	3.45	Robertson (1983)	0.59
[2] - Strato	25	8.45	Robertson (1983)	4.90
[3] - Strato	40	15.45	Robertson (1983)	7.85
[4] - Strato	57	22.45	Robertson (1983)	11.18

Modulo Edometrico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Stroud e Butler (1975)	Vesic (1970)	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	Buisman-Sanglerat
[1] - Strato	3	3.45	1.35	4.41	3.18	3.68
[2] - Strato	25	8.45	11.25	--	25.18	24.52
[3] - Strato	40	15.45	18.00	--	40.18	39.23
[4] - Strato	57	22.45	25.65	--	57.19	55.90

Modulo di Young (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schultze	Apollonia
[1] - Strato	3	3.45	1.38	2.94
[2] - Strato	25	8.45	26.19	24.52
[3] - Strato	40	15.45	43.11	39.23
[4] - Strato	57	22.45	62.28	55.90

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - Strato	3	3.45	A.G.I. (1977)	POCO CONSISTENTE

[2] - Strato	25	8.45	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
[3] - Strato	40	15.45	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE
[4] - Strato	57	22.45	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (KN/m ³)
[1] - Strato	3	3.45	Meyerhof	15.98
[2] - Strato	25	8.45	Meyerhof	20.79
[3] - Strato	40	15.45	Meyerhof	24.52
[4] - Strato	57	22.45	Meyerhof	24.52

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (KN/m ³)
[1] - Strato	3	3.45	Meyerhof	18.24
[2] - Strato	25	8.45	Meyerhof	21.77
[3] - Strato	40	15.45	Meyerhof	24.52
[4] - Strato	57	22.45	Meyerhof	24.52

Velocità onde di taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Strato	3	3.45		0
[2] - Strato	25	8.45		0
[3] - Strato	40	15.45		0
[4] - Strato	57	22.45		0

PROVA ... Nr.6

Strumento utilizzato...
 Prova eseguita in data
 Falda non rilevata

PROVE SPT IN FORO
 09/08/2016

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi
3.15	1
3.30	1
3.45	2
6.15	2
6.30	3
6.45	2
9.15	8
9.30	15
9.45	38
15.15	10
15.30	21
15.45	36
22.15	15
22.30	26
22.45	36

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.6**TERRENI COESIVI****Coesione non drenata (KPa)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Terzaghi -Peck	Sanglerat	Terzaghi -Peck (1948)	U.S.D.M .S.M	Schmertmann 1975	SUNDA (1983) Benassi e Vannelli	Fletcher (1965) Argilla di Chicago	Houston (1960)	Shioi - Fukui 1982	Begeman n	De Beer
[1] - Strato	3	3.45	18.44	36.77	14.71	12.06	28.44	0.00	26.77	64.53	14.71	13.14	36.77
[2] - Strato	5	6.45	30.60	61.29	24.52	19.91	47.76	0.00	44.33	79.04	24.52	8.04	61.29
[3] - Strato	53	9.45	350.88	649.69	0.00	179.95	520.34	0.00	377.26	577.32	259.88	762.66	649.69
[4] - Strato	57	15.45	377.36	698.72	0.00	190.74	560.06	0.00	397.46	631.74	279.49	727.65	698.72
[5] - Strato	62	22.45	410.41	760.02	0.00	203.68	609.78	0.00	421.10	702.55	304.01	692.55	760.02

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Mpa)
[1] - Strato	3	3.45	Robertson (1983)	0.59
[2] - Strato	5	6.45	Robertson (1983)	0.98
[3] - Strato	53	9.45	Robertson (1983)	10.40
[4] - Strato	57	15.45	Robertson (1983)	11.18
[5] - Strato	62	22.45	Robertson (1983)	12.16

Modulo Edometrico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Stroud e Butler (1975)	Vesic (1970)	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	Buisman-Sanglerat
[1] - Strato	3	3.45	1.35	4.41	3.18	3.68
[2] - Strato	5	6.45	2.25	7.35	5.18	6.13
[3] - Strato	53	9.45	23.85	--	53.19	51.98
[4] - Strato	57	15.45	25.65	--	57.19	55.90
[5] - Strato	62	22.45	27.90	--	62.19	60.80

Modulo di Young (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schultze	Apollonia
[1] - Strato	3	3.45	1.38	2.94

[2] - Strato	5	6.45	3.64	4.90
[3] - Strato	53	9.45	57.77	51.98
[4] - Strato	57	15.45	62.28	55.90
[5] - Strato	62	22.45	67.92	60.80

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - Strato	3	3.45	A.G.I. (1977)	POCO CONSISTENTE
[2] - Strato	5	6.45	A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE
[3] - Strato	53	9.45	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE
[4] - Strato	57	15.45	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE
[5] - Strato	62	22.45	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (KN/m³)
[1] - Strato	3	3.45	Meyerhof	15.98
[2] - Strato	5	6.45	Meyerhof	17.26
[3] - Strato	53	9.45	Meyerhof	24.52
[4] - Strato	57	15.45	Meyerhof	24.52
[5] - Strato	62	22.45	Meyerhof	24.52

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (KN/m³)
[1] - Strato	3	3.45	Meyerhof	18.24
[2] - Strato	5	6.45	Meyerhof	18.44
[3] - Strato	53	9.45	Meyerhof	24.52
[4] - Strato	57	15.45	Meyerhof	24.52
[5] - Strato	62	22.45	Meyerhof	24.52

Velocità onde di taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - Strato	3	3.45		0
[2] - Strato	5	6.45		0
[3] - Strato	53	9.45		0
[4] - Strato	57	15.45		0
[5] - Strato	62	22.45		0

PROVA ... Nr.1 bis

Strumento utilizzato...
 Prova eseguita in data
 Profondità prova
 Falda non rilevata

DPSH TG 63-200 PAGANI
 03/10/2016
 17.40 mt

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (KPa)
0.20	1	0.855	0.88	1.03	44.03	51.52
0.40	1	0.851	0.88	1.03	43.83	51.52
0.60	2	0.847	1.60	1.89	80.10	94.57
0.80	2	0.843	1.60	1.89	79.75	94.57
1.00	14	0.790	10.46	13.24	522.81	661.99
1.20	1	0.836	0.79	0.95	39.54	47.28
1.40	2	0.833	1.58	1.89	78.76	94.57
1.60	3	0.830	2.17	2.62	108.74	131.08
1.80	3	0.826	2.17	2.62	108.31	131.08
2.00	2	0.823	1.44	1.75	71.93	87.39
2.20	1	0.820	0.72	0.87	35.83	43.69
2.40	4	0.817	2.86	3.50	142.81	174.77
2.60	7	0.814	4.63	5.69	231.45	284.25
2.80	7	0.811	4.61	5.69	230.65	284.25
3.00	4	0.809	2.63	3.25	131.35	162.43
3.20	22	0.706	12.61	17.87	630.72	893.37
3.40	10	0.803	6.52	8.12	326.24	406.08
3.60	2	0.801	1.22	1.52	60.75	75.86
3.80	1	0.798	0.61	0.76	30.28	37.93
4.00	4	0.796	2.42	3.03	120.77	151.72
4.20	4	0.794	2.41	3.03	120.42	151.72
4.40	3	0.791	1.80	2.28	90.06	113.79
4.60	2	0.789	1.12	1.42	56.17	71.17
4.80	0	0.787	0.00	0.00	0.00	0.00
5.00	1	0.785	0.56	0.71	27.93	35.58
5.20	2	0.783	1.11	1.42	55.72	71.17
5.40	10	0.781	5.56	7.12	277.92	355.83
5.60	18	0.729	8.80	12.06	439.80	603.18
5.80	24	0.677	10.89	16.08	544.69	804.24
6.00	24	0.675	10.86	16.08	543.24	804.24
6.20	28	0.674	12.64	18.77	632.14	938.28
6.40	32	0.622	13.34	21.45	667.00	1072.32
6.60	30	0.670	12.74	19.00	636.80	949.95
6.80	28	0.669	11.86	17.73	592.92	886.62
7.00	22	0.667	9.30	13.93	464.77	696.63
7.20	10	0.766	4.85	6.33	242.44	316.65
7.40	12	0.764	5.81	7.60	290.36	379.98
7.60	15	0.713	6.42	9.00	320.85	450.19
7.80	14	0.711	5.98	8.40	298.87	420.18
8.00	15	0.710	6.39	9.00	319.59	450.19
8.20	16	0.709	6.81	9.60	340.25	480.20
8.40	14	0.707	5.94	8.40	297.17	420.18
8.60	22	0.656	8.23	12.55	411.64	627.53
8.80	14	0.705	5.63	7.99	281.42	399.34
9.00	15	0.703	6.02	8.56	301.00	427.86
9.20	14	0.702	5.61	7.99	280.45	399.34
9.40	18	0.701	7.20	10.27	359.97	513.43
9.60	18	0.700	6.85	9.78	342.40	489.17
9.80	22	0.649	7.76	11.96	387.91	597.88
10.00	23	0.648	8.10	12.50	404.85	625.05
10.20	25	0.647	8.79	13.59	439.30	679.41
10.40	25	0.646	8.77	13.59	438.57	679.41
10.60	24	0.644	8.03	12.46	401.36	622.80
10.80	25	0.643	8.35	12.98	417.40	648.75
11.00	32	0.592	9.84	16.61	491.88	830.40
11.20	32	0.591	9.82	16.61	491.02	830.40
11.40	36	0.590	11.03	18.68	551.43	934.20
11.60	35	0.589	10.24	17.38	512.08	869.04
11.80	36	0.588	10.52	17.88	525.80	893.87
12.00	38	0.587	11.08	18.87	554.05	943.53
12.20	38	0.586	11.06	18.87	553.09	943.53
12.40	44	0.535	11.69	21.85	584.68	1092.51

12.60	44	0.534	11.19	20.95	559.42	1047.30
12.80	44	0.533	11.17	20.95	558.34	1047.30
13.00	44	0.532	11.15	20.95	557.27	1047.30
13.20	32	0.581	8.85	15.23	442.58	761.67
13.40	32	0.580	8.84	15.23	441.78	761.67
13.60	36	0.579	9.53	16.46	476.38	822.83
13.80	35	0.578	9.25	16.00	462.30	799.97
14.00	36	0.577	9.49	16.46	474.61	822.83
14.20	38	0.576	10.00	17.37	500.03	868.54
14.40	38	0.575	9.98	17.37	499.06	868.54
14.60	44	0.523	10.13	19.34	506.31	967.24
14.80	44	0.522	10.10	19.34	505.20	967.24
15.00	44	0.521	10.08	19.34	504.06	967.24
15.20	44	0.520	10.06	19.34	502.90	967.24
15.40	32	0.569	8.00	14.07	400.06	703.45
15.60	32	0.567	7.69	13.55	384.48	677.55
15.80	36	0.566	8.63	15.24	431.57	762.24
16.00	35	0.565	8.37	14.82	418.61	741.07
16.20	36	0.564	8.59	15.24	429.54	762.24
16.40	38	0.562	9.05	16.09	452.30	804.59
16.60	38	0.561	8.70	15.52	435.15	776.02
16.80	44	0.509	9.15	17.97	457.63	898.55
17.00	44	0.508	9.13	17.97	456.29	898.55
17.20	44	0.506	9.10	17.97	454.92	898.55
17.40	44	0.505	9.07	17.97	453.52	898.55

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Mpa)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (KN/m³)	Peso unità di volume saturo (KN/m³)	Tensione efficace (KPa)	Coeff. di correlaz. con Nspt	Nspt	Descrizione
5.2	4.04	3.39	Coesivo	0	17.75	18.53	46.15	1.49	6.02	argilla e limo
6.8	24.25	16.04	Coesivo	0	22.85	24.52	110.58	1.49	36.11	arenaria
17.4	30.79	14.79	Coesivo	0	24.52	24.52	258.82	1.49	45.85	argilla marnosa

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA Nr.1 bis**TERRENI COESIVI****Coesione non drenata (KPa)**

	Nspt	Prof. Strato (m)	Terzaghi -Peck	Sanglerat	Terzaghi -Peck (1948)	U.S.D.M .S.M	Schmert mann 1975	SUNDA (1983) Benassi e Vannelli	Fletcher (1965) Argilla di Chicago	Houston (1960)	Shioi - Fukui 1982	Begeman n	De Beer
[1] - argilla e limo	6.02	5.20	36.87	73.75	24.52	23.93	57.57	101.70	53.15	86.69	29.52	39.52	73.75
[2] - arenaria	36.11	6.80	238.99	442.67	0.00	130.13	352.84	481.21	279.20	369.42	177.11	521.32	442.67
[3] - argilla marnosa	45.85	17.40	303.52	562.02	0.00	159.75	449.34	443.65	338.33	485.04	224.87	498.18	562.02

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Mpa)
[1] - argilla e limo	6.02	5.20	Robertson (1983)	1.18
[2] - arenaria	36.11	6.80	Robertson (1983)	7.08
[3] - argilla marnosa	45.85	17.40	Robertson (1983)	8.99

Modulo Edometrico (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Stroud e Butler (1975)	Vesic (1970)	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	Buisman-Sanglerat
[1] - argilla e limo	6.02	5.20	2.71	--	6.20	7.38
[2] - arenaria	36.11	6.80	16.25	--	36.29	35.41
[3] - argilla marnosa	45.85	17.40	20.63	--	46.04	44.96

Modulo di Young (Mpa)

	Nspt	Prof. Strato (m)	Schultze	Apollonia
[1] - argilla e limo	6.02	5.20	4.79	5.90

[2] - arenaria	36.11	6.80	38.72	35.41
[3] - argilla marnosa	45.85	17.40	49.71	44.96

Classificazione AGI

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
[1] - argilla e limo	6.02	5.20	A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE
[2] - arenaria	36.11	6.80	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE
[3] - argilla marnosa	45.85	17.40	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE

Peso unità di volume

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (KN/m ³)
[1] - argilla e limo	6.02	5.20	Meyerhof	17.75
[2] - arenaria	36.11	6.80	Meyerhof	22.85
[3] - argilla marnosa	45.85	17.40	Meyerhof	24.52

Peso unità di volume saturo

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (KN/m ³)
[1] - argilla e limo	6.02	5.20	Meyerhof	18.53
[2] - arenaria	36.11	6.80	Meyerhof	24.52
[3] - argilla marnosa	45.85	17.40	Meyerhof	24.52

Velocità onde di taglio

	Nspt	Prof. Strato (m)	Correlazione	Velocità onde di taglio (m/s)
[1] - argilla e limo	6.02	5.20		0
[2] - arenaria	36.11	6.80		0
[3] - argilla marnosa	45.85	17.40		0

SINTESI PARAMETRI GEOTECNICI

Legenda

Valori medi dei parametri geotecnici per verticali indagate ottenuti dalle prove SPT- SCPT – analisi laboratorio

numero Strato

spessore medio dello Strato (m)

γ (t/m³) peso di volume terreno

Fi(°) angolo di attrito

Cu(Kg/cm²) coesione

Modulo Edometrico(Kg/cm²)

Modulo di Poisson

Modulo di taglio G(Kg/cm²)

SPT sondaggio 1

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Tipo	Peso Unità di Volume (KN/m³)	Peso Unità di Volume Saturo (KN/m³)	Fi (°)	Cu (KPa)	Modulo Edometrico (Mpa)	Modulo Elastico (Mpa)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Mpa)	Velocità onde di taglio (m/s)
1	3.0	2.0	Coesivo	15.3	18.14	0	12.26	2.18	1.96	0	0	83.13
2	5.5	6.0	Coesivo	17.75	18.53	0	36.77	6.18	5.88	0	0	123.03
3	9.0	45.0	Coesivo	24.52	24.52	0	297.83	45.19	44.13	0	0	193.46
4	15.5	34.0	Coesivo	22.06	24.52	0	225.06	34.18	33.34	0	0	192.8
5	20.5	45.0	Coesivo	24.52	24.52	0	297.83	45.19	44.13	0	0	215.13

SPT sondaggio 2

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Tipo	Peso Unità di Volume (KN/m³)	Peso Unità di Volume Saturo (KN/m³)	Fi (°)	eu (KPa)	Modulo Edometrico (Mpa)	Modulo Elastico (Mpa)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Mpa)	Velocità onde di taglio (m/s)
1	3.5	14.0	Coesivo	20.1	22.06	0	92.67	14.18	13.73	0	0	119.98
2	6.5	27.0	Coesivo	20.89	22.36	0	178.68	27.18	26.48	0	0	164.74
3	15.5	52.0	Coesivo	24.52	24.52	0	344.21	52.19	50.99	0	0	215.08
4	25.5	62.0	Coesivo	24.52	24.52	0	410.41	62.19	60.8	0	0	250.13

SPT sondaggio 3

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Tipo	Peso Unità di Volume (KN/m³)	Peso Unità di Volume Saturo (KN/m³)	Fi (°)	Cu (KPa)	Modulo Edometrico (Mpa)	Modulo Elastico (Mpa)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Mpa)	Velocità onde di taglio (m/s)
1	3.5	3.0	Coesivo	15.98	18.24	0	18.44	3.18	2.94	0	0	91.91
2	7.5	12.0	Coesivo	19.81	21.77	0	79.43	12.18	11.77	0	0	145.86
3	15.5	22.0	Coesivo	20.69	20.99	0	145.63	22.18	21.57	0	0	186.94
4	22.5	50.0	Coesivo	24.52	24.52	0	330.97	50.19	49.03	0	0	237.48
5	26.5	66.0	Coesivo	24.52	24.52	0	436.89	66.19	64.72	0	0	261.72

SPT sondaggio 4

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Tipo	Peso Unità di Volume (KN/m³)	Peso Unità di Volume Saturo (KN/m³)	Fi (°)	Cu (KPa)	Modulo Edometrico (Mpa)	Modulo Elastico (Mpa)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Mpa)	Velocità onde di taglio (m/s)
1	3.5	2.0	Coesivo	15.3	18.14	0	12.26	2.18	1.96	0	0	85.68
2	6.5	4.0	Coesivo	16.67	18.34	0	24.52	4.18	3.92	0	0	118.4
3	9.5	30.0	Coesivo	21.18	23.24	0	198.58	30.18	29.42	0	0	183.84
4	12.5	54.0	Coesivo	24.52	24.52	0	357.45	54.19	52.96	0	0	216.49
5	15.5	84.0	Coesivo	24.52	24.52	0	556.04	84.19	82.38	0	0	244.86
6	20.5	110.0	Coesivo	24.52	24.52	0	728.14	110.2	107.87	0	0	269.35

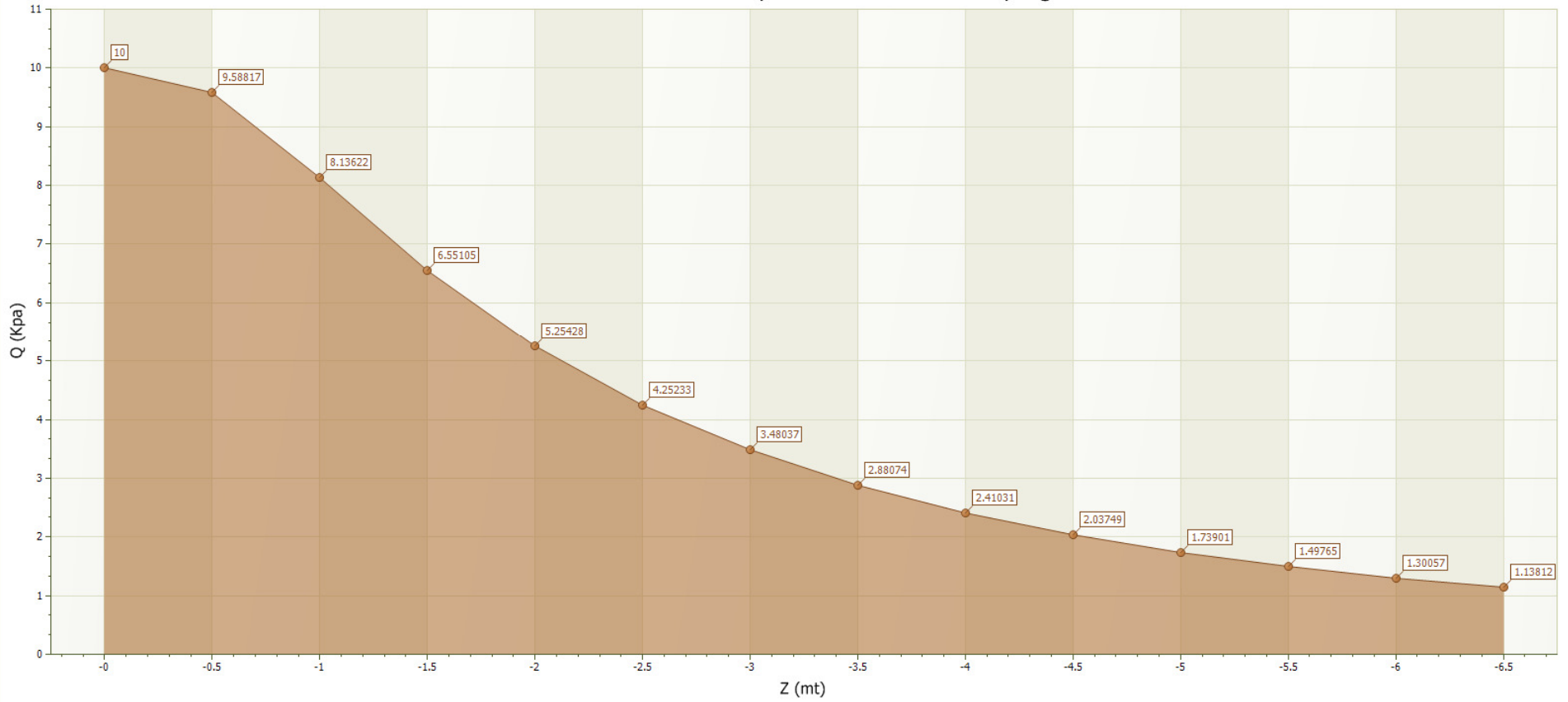
SPT sondaggio 5

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Tipo	Peso Unità di Volume (KN/m³)	Peso Unità di Volume Saturo (KN/m³)	Fi (°)	eu (KPa)	Modulo Edometrico (Mpa)	Modulo Elastico (Mpa)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Mpa)	Velocità onde di taglio (m/s)
1	3.5	3.0	Coesivo	15.98	18.24	0	18.44	3.18	2.94	0	0	91.91
2	8.5	25.0	Coesivo	20.79	21.77	0	165.54	25.18	24.52	0	0	168.44
3	15.5	40.0	Coesivo	24.52	24.52	0	264.78	40.18	39.23	0	0	209.03
4	22.5	57.0	Coesivo	24.52	24.52	0	377.36	57.19	55.9	0	0	242.92

SPT sondaggio 6

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Tipo	Peso Unità di Volume (KN/m³)	Peso Unità di Volume Saturo (KN/m³)	Fi (°)	Cu (KPa)	Modulo Edometrico (Mpa)	Modulo Elastico (Mpa)	Modulo Poisson	Modulo di taglio G (Mpa)	Velocità onde di taglio (m/s)
1	3.5	3.0	Coesivo	15.98	18.24	0	18.44	3.18	2.94	0	0	91.91
2	6.5	5.0	Coesivo	17.26	18.44	0	30.6	5.18	4.9	0	0	123.06
3	9.5	53.0	Coesivo	24.52	24.52	0	350.88	53.19	51.98	0	0	202.86
4	15.5	57.0	Coesivo	24.52	24.52	0	377.36	57.19	55.9	0	0	224
5	22.5	62.0	Coesivo	24.52	24.52	0	410.41	62.19	60.8	0	0	246.48

Tensioni nel terreno Boussinesq Pressione normale di progetto=10 kPa



4 Caratterizzazione geotecnica

Sulla scorta di quanto esposto e considerando i risultati delle indagini eseguite e' possibile definire la caratterizzazione geotecnica dei terreni che verranno direttamente interessati dalle pressioni generate dalle strutture fondali delle paratie di pali ancorate da realizzare per il contenimento delle strutture .

Dal punto di vista geomeccanico e litologico le divergenze rilevate tra le perforazioni sono da imputarsi alla presenza di variazioni locali e pertanto nella definizione dei parametri geotecnici necessari al calcolo della fondazione si farà riferimento a valori medi e bilanciati con le ulteriori presumibili variazioni che potranno essere presenti al di sotto dell'area.

L'analisi delle perforazioni eseguite ha consentito di rilevare una superficie di scivolamento con andamento pressochè rettilineo, che rappresenta anche la separazione tra le argille varicolori di superfice e le argille grigie compatte, a tratti marnose con livelli arenacei, in basso.

Lo spessore medio della copertura instabile è stato individuato alla quota di mt -5,50-6,00 dal p.c. secondo quanto rappresentato nella sezione geologica allegata.

Le caratteristiche geomeccaniche dei terreni evidenziano indicano la presenza di terreni argillosi molli o comunque scarsamente addensati in cui sono presenti elementi litoidi e trovanti arenacei lungo tutta l'area.

Per quanto riguarda la parte alta della frana a monte della strada franata si sono rilevati terreni più francamente arenacei caratterizzati da elevate caratteristiche geomeccaniche, non interessati, alle quote di riferimento da fenomeni idrici relativi a falde sospese.

Per quanto riguarda il dimensionamento definitivo delle fondazioni, sono forniti i parametri geotecnici dei terreni attraversati.

Gli strati superficiali

Prescindendo dalla parte più superficiale di terreno vegetale limoso sabbioso, gli strati presenti da - mt 1.5 dal p.c. e fino a circa mt 5.50 – 6.50, così come rappresentato nella cartografia allegata, sono costituiti in prevalenza terreni argilloso limosi, debolmente sabbiosi con ghiaia arenacea e trovanti di bassa consistenza rimaneggiato o parzialmente rimaneggiati.

Gli strati medio profondi

Al di sotto di questi sono presenti le argille grigie compatte e/o marnose con intercalazioni arenacee da compatte a litoidi e poi arenacee fino alla quota mt -30.00 dal p.c., come definito nella parametrizzazione geomeccanica.

La realizzazione della paratia di pali pertanto vedrà l'esecuzione di una trivellazione in terreni argillosi e marnosi ad elevato addensamento con una buona coesione.

L'incastro avverrà nelle argille marnose e nelle arenarie che indistintamente proseguono per tutta lo spessore di terreno che sarà impegnato dalle strutture di contenimento.

5 CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Il calcolo della capacità portante delle fondazioni superficiali definito in questa fase è finalizzato ad una valutazione della portanza per le strutture accessorie di sistemazione del versante, quali ad esempio realizzazione di muri a gravità o gabbionate.

Per la valutazione delle caratteristiche dei terreni e che sarà definito nei particolari ed approfondito nel calcolo strutturale, e' stato realizzato in primo approssimazione con le formulazioni presentate da Terzaghi, Meyerhof, Hansen e Vesic, che si distinguono, oltre che per i diversi approcci nella formulazione delle ipotesi relative ai meccanismi di rottura, per la complessità geometrica delle situazioni trattate.

Il procedimento di calcolo utilizza il metodo pseudostatico, dove i carichi vengono incrementati secondo coefficienti che dipendono dalla zona sismica, come previsto dalla normativa vigente.

Il fattore di sicurezza relativo alle condizioni di carico effettive viene determinato raffrontando la tensione verticale {effettiva}, cioè il rapporto tra il carico normale e l'area {efficace}, con la pressione ultima di rottura sul terreno.

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

Prandtl ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- α) Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- β) Comportamento rigido - plastico
- χ) Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- δ) Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- ε) Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD*.

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45^\circ + \varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone *ABF* e *EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti *A* ed *E*. Nei triangoli *AFG* e *ECD* la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ rispetto alla verticale.

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione $q = B \times c$, dove il coefficiente *B* dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

Per $\varphi = 0$ il coefficiente *B* risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ($c=0$, $\gamma \neq 0$) risulta $q=0$, secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti *Caquot* si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità *h*, con $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità *h* ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c = 0$

e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma_1 + B \times c$$

che è sicuramente un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

Metodo di Terzaghi (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ϕ prima definito;

b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, Terzaghi consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\text{tg } \varphi_{rid} = 2/3 \times \text{tg } \varphi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi.; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl) , mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

Carico verticale $q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$

Carico inclinato $q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$

fattore di forma:

fattore di profondità:

inclinazione:

dove :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

θ = *Inclinazione della risultante sulla verticale.*

Formula di Hansen (1970)

E' una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*, le estensioni consistono nell'introduzione di b_1 che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore g_1 per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di $D/B < 1$

Per valori $D/B > 1$:

Nel caso $\varphi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\varphi=0$.

Fattore di forma:

Fattore di profondità:

Fattori di inclinazione del carico

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

Formula di Vesic (1975)

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con N_q ed N_c come per la formula di Meyerhof ed N_γ come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan(\varphi)$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ Per fondazioni quadrate o circolari.

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

Fattori di forma

per forma rettangolare

per forma quadrata o circolare

per forma rettangolare

per forma quadrata o circolare

per forma rettangolare, quadrata o circolare.

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_s = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

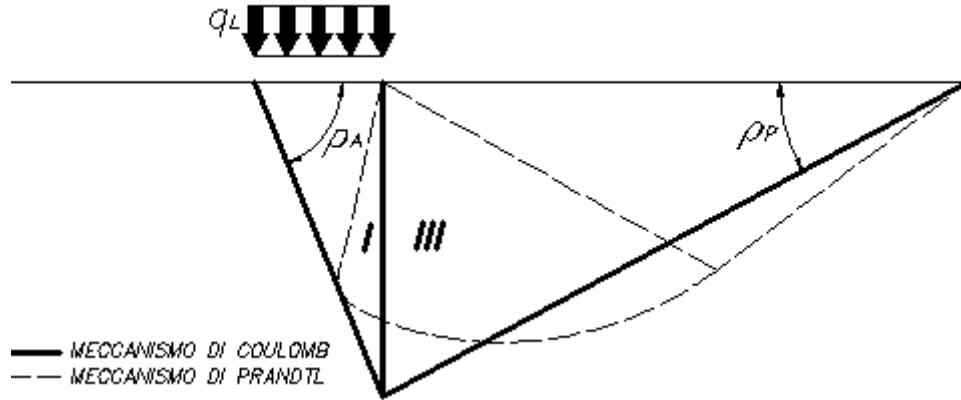
Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica” – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (q_L)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρ_A e ρ_P che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva K_A e K_P in funzione dell'angolo di attrito interno f del terreno e dell'angolo di attrito d terreno – parete ideale:

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un'analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_A e ρ_P , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$-\phi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	Nq	N γ	Nc
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per $\phi=30^\circ$

VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan\delta + c_a A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z:

Dove K_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{\max} / g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

dove:

q_0 = Intensità della pressione di contatto

B' = Minima dimensione dell'area reagente,

E e μ = Parametri elastici del terreno.

I_i = Coefficienti di influenza dipendenti da: L/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D ;

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), in funzione del rapporto L/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di *Fox (1948)*, che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente I_S :

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDMETRICI

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- a) il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ($OCR > 1$), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

Se invece il terreno è normalconsolidato ($=\sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta\sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore (< 2.00 m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Molti usano le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione tanto per le argille quanto per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

Cedimento secondario

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

in cui:

H_c è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

C_α è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T_{100} tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI di Schmertmann

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. Schmertmann ha quindi proposto di considerare un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a $4B$, nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a $2B$ per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

I_z è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di $2B$, per fondazione circolare o quadrata, e a profondità $4B$, per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di I_z si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

$B/2$ per fondazione circolare o quadrata

B per fondazioni nastriformi

e vale

dove σ'_{vi} rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.

E_i rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato **i-esimo** considerato nel calcolo;

Δz_i rappresenta lo spessore dello strato **i-esimo**;

C_1 e C_2 sono due coefficienti correttivi.

Il modulo E viene assunto pari a $2.5 q_c$ per fondazioni circolari o quadrate e a $3.5 q_c$ per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di L/B .

Il termine q_c che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti C_1 e C_2 sono:

che tiene conto della profondità del piano di posa.

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione t rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

s'_{vo} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_s, f_H, f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S, f_H ed f_t sono rispettivamente:

Con:

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

PALI DI FONDAZIONE

Per quanto riguarda l'adozione dei pali di fondazione ai fini di una valutazione delle caratteristiche di portanza dei terreni viene di seguito definita la parametrizzazione di un palo trivellato sottoposto a carico assiale, in quanto la definizione della paratia è parte del calcolo strutturale.

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

nei pali infissi

nei pali trivellati

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con ϕ il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

Resistenza unitaria alla punta

Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

dove:

Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento “alla Terzaghi” che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte “sostenuto” per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo “effetto silo” è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B .

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \times N_c + \gamma \times L \times N_q$$

Avendo indicato con:

γ peso unità di volume del terreno;

L lunghezza del palo;

N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo *Vesic* i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ϵ_v .

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine ϵ_v può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr} = I_r$.

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

TERRENO	Ir
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

(a)

Quando $\phi=0$ (condizioni non drenate)

Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ψ espresso in radianti) come segue:

N_c si può ricavare dalla (a) quando $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ si usa $N_c = 5.74$

Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori $L/D > 1$:

Nel caso $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\phi = 0$.

Fattore di forma:

Fattore di profondità:

Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo A, proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

A_l = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

σ = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \text{sen} \phi$$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan \phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

Caquot – Kerisel

Meyerhof – Murdock (1963) per $c < 5 \text{ t/m}^2$
per $c \geq 5 \text{ t/m}^2$

Whitaker – Cooke (1966) $\alpha = 0.9$ per $c < 2.5 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.8$ per $2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.6$ per $5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.9$ per $c > 7.5 \text{ t/m}^2$

Woodward (1961) $\alpha = 0.9$ per $c < 4 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.6$ per $4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.5$ per $8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.4$ per $12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$
 $\alpha = 0.20$ per $c > 20 \text{ t/m}^2$

Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

Fattore di correzione in condizioni sismiche.

Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove A_{max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di *Vesic*, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di *Qlim*.

Le correzioni di *Sano* e di *Vesic* si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

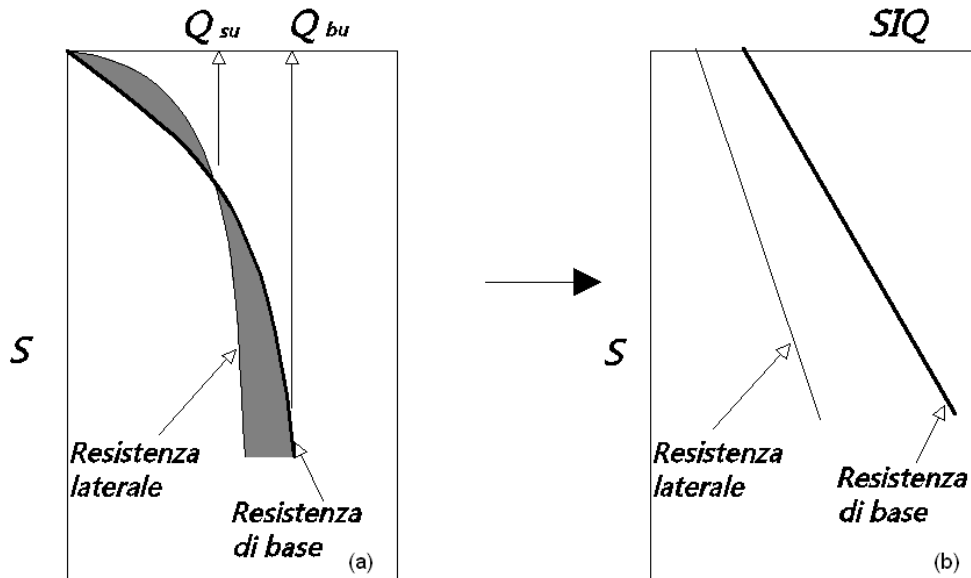
B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (Q_{su}) e la *resistenza di base ultima* (Q_{bu}) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (Terzaghi, 1943). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Lo studio di Fleming ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di Chin erano distorti dall'accorciamento elastico del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di Chin l'accorciamento del palo.

Considerando lo schema in figura l'accorciamento elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all'attrito laterale ultimo Q_{su} . In particolare se $Q \leq Q_{su}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell'accorciamento elastico lungo la zona ad attrito basso o nullo e quello che si sviluppa lungo la parte attiva del fusto:

$$S_e = \frac{4Q(L_o + K_e L_a)}{\pi d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{su}$ bisogna considerare un ulteriore accorciamento legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_e)]$$

I parametri della formula sono:

- d_s : diametro testa del palo.
- E_c : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $E_c = 26 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm^2 e il valore di $E_c = 40 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ per calcestruzzo da 40 N/mm^2 .
- L_o : lunghezza del palo ad attrito basso o nullo.
- L_a : lunghezza attiva del palo.
- k_e : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva L_a . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un attrito che si sviluppa uniformemente lungo L_a oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell'attrito laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- M_s : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.

- d_s : diametro testa.
- Q_s : attrito.
- Q_{su} : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6Q_{bu}Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- d_b : diametro della base del palo.
- Q_b : resistenza alla base.
- Q_{bu} : resistenza ultima alla base
- E_b : modulo di taglio corrispondente a $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza $S_s = S_b$ e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6Q_{bu}$
- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia

determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

c_u = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z B$$

avendo indicato con:

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

K_p = Coefficiente di spinta passiva;

γ = Peso unità di volume del terreno;

z = Profondità;

B = Diametro del palo.

Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni **e** (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni **X** (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice **B** è dimostrato essere la trasposta della matrice **A**.

D'altra parte, le forze interne **F** sono legate agli spostamenti interni **e** dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice $\mathbf{A S A}^T$ si ricava l'espressione degli spostamenti esterni \mathbf{X} :

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A S A}^T)^{-1} \mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti \mathbf{X} è possibile ricavare le forze interne \mathbf{F} necessarie per il progetto della struttura.

La matrice $\mathbf{A S A}^T$ è nota come matrice di rigidità globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_i pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Dati generali...



Diametro punta 0.50 m
 Lunghezza 16.00 m
 Tipo Trivellato
 Densità relativa strato punta palo 60.00
 Portanza di punta calcolata con:Berezantzev
 Calcestruzzo tipo 1
 Acciaio tipo 1

Archivio materiali

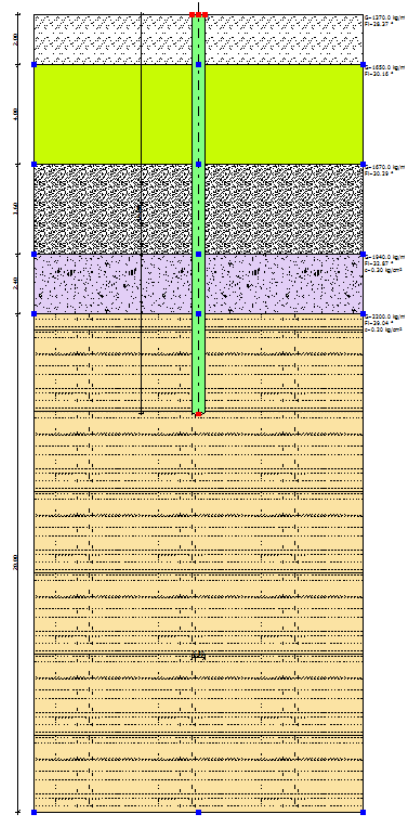
Conglomerati

Nr.	Classe calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
1	C20/25	250	305502.12	200	115.53	10.5	22.54
2	C25/30	300	320899.59	250	144.39	12.13	26.1
3	C28/35	350	329363.1	280	161.72	13.05	28.14
4	C40/50	500	359138.34	400	202.21	15.19	32.63

Acciai:

Nr.	Classe acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 iniz.	β1*β2 finale
1	B450C	2039400	4588.65	3990.09	5506.38	3990.09	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	2039400	4588.65	3990.09	5506.38	4588.65	.075	.0675	1	0.5

3	B450C**	2039400	4588.65	3990.09	4673.29	4063.5	.012	.01	1	0.5
4	S235H	2141370	2447.28	2128.11	3670.92	2128.11	0.012	0.01	1	0.5
5	S275H	2141370	2855.16	2482.97	4384.71	2482.97	0.012	0.01	1	0.5
6	S355H	2141370	3670.92	3191.66	5200.47	3670.92	0.012	0.01	1	0.5



SEZIONE SCHEMATICA PALO TRIVELLATO

2 MODELLO SISMICO

CARATTERIZZAZIONE SISMICA

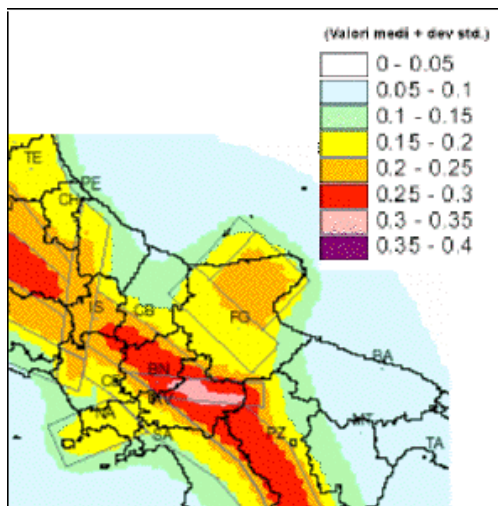
Le nuove valutazioni sismogenetiche e le evidenze della neotettonica hanno portato alla realizzazione di una nuova zonazione sismogenetica denominata ZS9; in riferimento alla Campania le zone sono definite come 927 e 928. In particolare la zona 927 (area appenninica) è quella di pertinenza dell'area di Sorrento, a questa è parzialmente innestata anche l'area 928 (area vesuviana).

I meccanismi di fagliazione individuano profondità ipocentrali e di generazione sismica comprese tra Km 3 e Km 12.

La valutazione della pericolosità sismica è realizzata per approfondimenti graduali e multilivello mirati all'individuazione della risposta sismica locale.

La valutazione viene effettuata, in accordo con la nuova normativa sismica – OPCM

3274 e ss.mm.ii., definendo sia la categoria del suolo, sia verificando la congruenza orizzontale di tale categoria per il sito considerato e per l'area immediatamente circostante e di interesse per le fondazioni.



Con l'OPCM 3274 il territorio nazionale è stato suddiviso in quattro zone omogenee, a cui corrisponde un'accelerazione di riferimento variabile da meno 0.05g nella quarta zona, fino a 0.35g nella prima zona.

Zone omogenee	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni ag\g	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (nt) ag\g
1	>0.25	0.35
2	0.15-0.25	0.25
3	0.05-0.15	0.15
4	<0.05	0.05

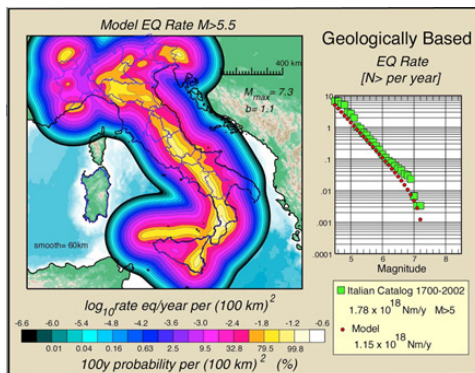
Tab.1 – livelli energetici delle Azioni Sismiche previste dall'OPCM 3274

Nella seconda colonna della tabella è riportato il valore di picco orizzontale del suolo ag\g espresso in percentuale di “g”, mentre nella terza colonna sono riportati i valori dell'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico nelle norme tecniche sulle costruzioni.

I valori sono tutti riferiti alle accelerazioni che sono attese a seguito di un evento sismico laddove il sottosuolo interessato è costituito da formazioni litoidi o rigide definite quali suoli di fondazione di Categoria A ($V_s > 800\text{m/s}$), invece se è interessato da terreni piroclastici limoso sabbiosi sono definiti come suoli di fondazione C o D.

Il Comune di Napoli, con la nuova classificazione sismica rientra nella categoria zona 2 a cui corrisponde un picco di accelerazione gravitazionale $0,15 \leq \text{PGA} \leq 0,25g$.

In accordo con la nuova normativa sismica (OPCM 3274 – NTC 2008) in particolare per caratterizzare un sito di intervento dal punto di vista sismico si procede valutando in primis la pericolosità sismica di base dell'area generica che racchiude il sito d'intervento dovuta al moto del bedrock. Successivamente si calcola la risposta sismica locale dipendente dai caratteri geologici, geomorfologici e geofisici del sito.



Risposta sismica di base

Questa pericolosità, espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni ($T_r=475$ anni) riferita a suoli rigidi ($V_{s30} > 800$ m/s), dell'area che racchiude il sito, si esplica con la conoscenza dei seguenti quattro parametri fondamentali che dovranno essere calcolati per i diversi stati limite:

S.L.O. stato limite operatività;

S.L.D. stato limite di danno- entrambi definiti come stati di esercizio dell'opera;

S.L.V. e S.L.C. che si considerano stati limite della salvaguardia della vita;

T_r tempo di ritorno dell'evento; a_g accelerazione massima su affioramento rigido ($V_s > 800$ m/s) su p.c. orizzontale;

F_o massimo valore del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione;

T_c periodo del tratto a velocità costante.

Questi parametri sono ottenibili tramite la carta della pericolosità (OPCM3274).

Per la categoria topografica si definiscono i seguenti parametri per l'area in oggetto:

Parametri sismici

Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Paratie

Muro rigido: 0

Sito in esame.

latitudine: 40,830054

longitudine: 14,187263

Classe: 2

Vita nominale: 50

Dati relativi alla paratia

Altezza: 1 [m]

us: 0.1 [m]

Siti di riferimento

Sito 1 ID: 33199 Lat: 40,8331Lon: 14,1510 Distanza: 3066,818

Sito 2 ID: 33200 Lat: 40,8327Lon: 14,2171 Distanza: 2525,439

Sito 3 ID: 33422 Lat: 40,7827Lon: 14,2165 Distanza: 5813,452

Sito 4 ID: 33421 Lat: 40,7831Lon: 14,1505 Distanza: 6072,244

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50anni

Coefficiente cu: 1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %

Tr: 30 [anni]

ag: 0,044 g

Fo: 2,357

Tc*: 0,283 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %

Tr: 50 [anni]

ag: 0,059 g

Fo: 2,321

Tc*: 0,311 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %

Tr: 475 [anni]

ag: 0,171 g

Fo: 2,350

Tc*: 0,332 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr: 975 [anni]

ag: 0,217 g

Fo: 2,417

Tc*: 0,334 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1,200

Cc: 1,420

St: 1,000

Kh: 0,020

Kv: 0,000

Amax: 0,513

Beta: 0,385

SLD:

Ss: 1,200

Cc: 1,390

St: 1,000

Kh: 0,027

Kv: 0,000

Amax: 0,693

Beta: 0,385

SLV:

Ss: 1,200

Cc: 1,370

St: 1,000

Kh: 0,079

Kv: 0,000

Amax: 2,006

Beta: 0,385

SLC:

Ss: 1,190

Cc: 1,370

St: 1,000

Kh: 0,100

Kv: 0,000

Amax: 2,537

Beta: 0,385

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50

Geostru software - www.geostru.com

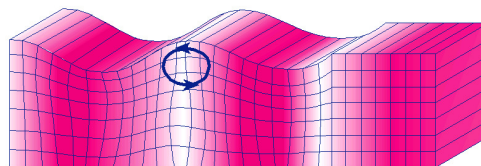
INDAGINE GEOFISICA

PROSPEZIONE SISMICA MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves)

Al fine di determinare le caratteristiche fisico dinamiche del volume significativo di terreno sottostante l'area destinata alla realizzazione delle strutture cimiteriali interrate, ubicate nel Comune di Sorrento – Via Fontanelle, è stata eseguita indagine sismica **M.A.S.W.** (*Multichannel Analysis of Surface Waves ovvero Analisi Multicanale delle onde superficiali di Rayleigh*) al fine di individuare spessori e geometrie dei litotipi, le caratteristiche sismostratigrafiche degli stessi e per classificare sismicamente il suolo dell'area oggetto di studi ai fini della recente normativa antisismica (O.P.C.M. 3274/03 e successive modificazioni).

Le onde di Rayleigh sono polarizzate in un piano verticale (Fig. 2) e si generano in corrispondenza della superficie libera del mezzo quando viene sollecitato acusticamente. In questo tipo di onde le particelle descrivono un movimento di tipo ellittico la cui ampiezza decresce esponenzialmente con la distanza dalla superficie libera. L'asse maggiore delle ellissi è normale alla superficie libera del mezzo ed alla direzione di propagazione delle onde e le particelle compiono questo movimento ellittico in senso retrogrado alla direzione di propagazione delle onde che vengono così generate.

Le onde superficiali di Rayleigh, quando si propagano in un mezzo omogeneo, non presentano dispersione e la loro velocità è uguale a $0.92V_s$. In un mezzo disomogeneo, quale la Terra, la loro velocità varia in funzione della lunghezza d'onda tra i limiti 0 e $0.92 V_s$. La teoria della propagazione delle onde superficiali è ben conosciuta ed è descritta dettagliatamente da Ewing et al. (1957).



Direzione di propagazione

Fig. 2 - Rappresentazione grafica della propagazione delle onde superficiali di Rayleigh caratterizzata dall'oscillazione polarizzata in un piano verticale e con movimento delle particelle retrogrado rispetto al senso di propagazione dell'onda.

La determinazione della velocità delle onde di taglio V_s tramite le misure delle onde superficiali di Rayleigh risulta particolarmente indicata per suoli altamente attenuanti e ambienti rumorosi poiché la percentuale di energia convertita in onde di Rayleigh è di gran lunga predominante (67%) rispetto a quella coinvolta nella generazione e propagazione delle onde P (7%) ed S (26%). Inoltre l'ampiezza delle onde superficiali dipende da e e non da r come per le onde di volume.

I metodi basati sull'analisi delle onde superficiali di Rayleigh forniscono una buona risoluzione e non sono limitati, a differenza del metodo a rifrazione, dalla presenza di inversioni di velocità in profondità. Inoltre la propagazione delle onde di Rayleigh, anche se influenzata dalla V_p e dalla densità, è funzione innanzitutto della V_s , parametro di fondamentale importanza per la caratterizzazione geotecnica di un sito secondo quanto previsto dall'O.P.C.M. 3274/03. Infatti, mentre la velocità delle onde P misurata in terreni saturi dipende in maniera sostanziale dalle vibrazioni trasmesse dal fluido interstiziale e non dallo scheletro solido del materiale, la velocità delle onde S è caratteristica delle vibrazioni trasmesse dal solo scheletro solido e, pertanto, a differenza delle onde P , risulta rappresentativa delle reali proprietà meccaniche del terreno.

La proprietà fondamentale delle onde superficiali di Rayleigh, sulla quale si basa l'analisi per la determinazione delle V_s , è costituita dal fenomeno della dispersione che si manifesta in mezzi stratificati (Fig. 3).

Pertanto, analizzando la curva di dispersione, ossia la variazione delle velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della lunghezza d'onda (o della frequenza, che è l'inverso della lunghezza d'onda), è possibile determinare la variazione della velocità delle onde di taglio con la profondità tramite il processo d'inversione (Fig. 4).

La velocità delle onde di Rayleigh (V_R) è pari a circa il 90% delle onde di taglio (V_s). Le tecniche di analisi delle onde di Rayleigh vengono realizzate con procedure operative più onerose della comune sismica a rifrazione e delle prove in foro e hanno un grado di incertezza nella determinazione della $<20\%$.

Le registrazioni dei tempi sono successivamente trasformate nel dominio delle frequenze e vengono calcolate la funzione di coerenza e lo spettro di fase. Una coerenza uguale ad 1 significa assenza di rumore casuale e totale correlazione tra i

segnali registrati dai due ricevitori. Per ogni spaziatura dei ricevitori i tempi di arrivo delle onde di Rayleigh e, quindi, le velocità e le lunghezze d'onda, possono essere facilmente calcolati dallo spettro di fase nell'intervallo di frequenze con coerenza uguale ad 1. Un esempio di analisi spettrale viene riportata in Fig. 6. Rappresentando le velocità delle onde di Rayleigh in funzione della lunghezza d'onda viene poi ricostruita la curva di dispersione media della velocità di fase utilizzando gli impatti normali ed inversi. Dalla curva di dispersione si ottiene, tramite algoritmi di inversione, il profilo di velocità delle onde di taglio. Il metodo SASW assume che i segnali registrati e successivamente processati siano formati solo dal modo fondamentale; se il modo fondamentale è contaminato da modi superiori le misurazioni diventano prive di significato a meno che, tramite il processo d'inversione, non si riesca ad isolare il modo fondamentale dai modi superiori.

La tecnica MASW consente una dettagliatissima ricostruzione della distribuzione della velocità delle onde S nel sottosuolo.

PROSPEZIONI SISMICHE MASW

L'analisi multicanale delle onde superficiali di Rayleigh – MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) – è un efficiente metodologia sismica per la determinazione delle velocità delle onde di taglio V_s . Tale metodo utilizza le onde superficiali di Rayleigh registrate da una serie di geofoni lungo uno stendimento rettilineo e collegati ad un comune sismografo multicanale. Le onde di Rayleigh, durante la loro propagazione vengono registrate lungo lo stendimento di geofoni e vengono successivamente analizzate attraverso complesse tecniche computazionali, simili alla tecnica SASW, basate su un approccio di riconoscimento di modelli multistrato di terreno.

INDAGINI ESEGUITE

Le indagini eseguite sono state condotte sulla base di n. 2 prospezioni sismiche MASW con 2 stendimenti geofonici di 42 m con energizzazioni multiple (n. 5 scoppi per stendimento) ubicati in posizioni significative al fine di una completa individuazione delle caratteristiche del sottosuolo in area di progetto.

L'indagine è stata condotta mediante l'utilizzo di sismografo M.A.E. A6000-S 24 bit 24 canali. La sorgente sismica è costituita da una massa battente (mazza dal peso di 8kg) che batte su una piastra di alluminio.

Le oscillazioni del suolo sono state rilevate da 24 geofoni (Geospace – 4.5Hz) posizionati lungo il profilo di indagine con offset di 1.00 m (totale lunghezza stendimento = 24 m). La lunghezza dello stendimento è stata sufficiente a determinare la sismostratigrafia 2D dei terreni fino alla profondità di 45 m in area di progetto.

I segnali sismici acquisiti sono stati successivamente elaborati con apposito programma per la determinazione della sismostratigrafia del sottosuolo.

ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE DATI

Le acquisizioni dei segnali, di lunghezza temporale $T=2.2s$, sono state effettuate con passo di campionamento $dt=0.5ms$. La frequenza di campionamento è data da: $f_{campionamento}=1/dt=2000Hz$. La frequenza massima dei segnali, ovvero la frequenza di Nyquist, è data da: $f_{Nyquist}=1/2dt=1000Hz$. La frequenza minima dei segnali è data da: $f_{min}=1/T=0.714Hz$.

L'elaborazione dei dati e l'inversione delle curve di dispersione delle velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh ha permesso di eseguire l'intero processo di elaborazione di 1sezioni sismostratigrafiche (modelli 2D) delle V_s .

Gli elaborati relativi sono di seguito riportati.

Indagine geofisica tramite tecnica MASW

Nr. Lic.
2D761A6631744E9EBDA6AE735108C607

MASW

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- **P**-Longitudinale: onda profonda di compressione;
- **S**-Trasversale: onda profonda di taglio;
- **L**-Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- **R**-Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

Onde di Rayleigh – “R”

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (P,S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene

eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Modellizzazione

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times v$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidezza.

Modi di vibrazione

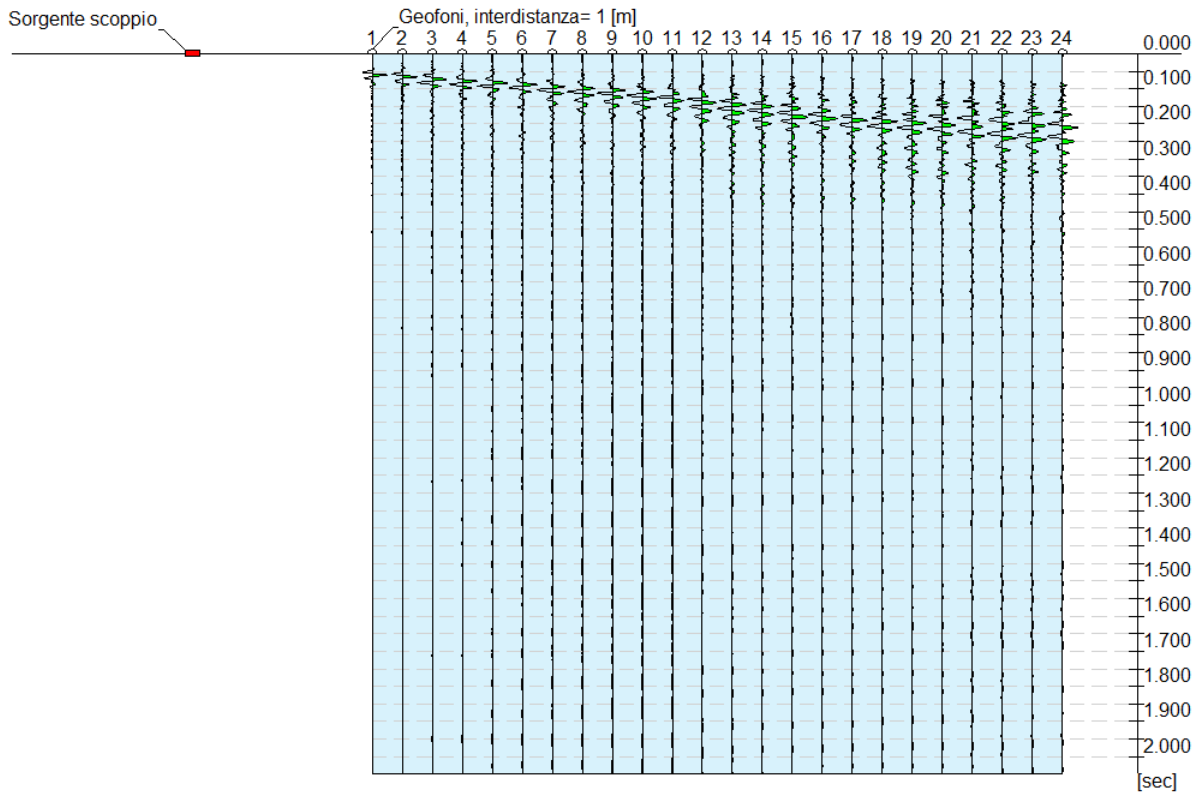
Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

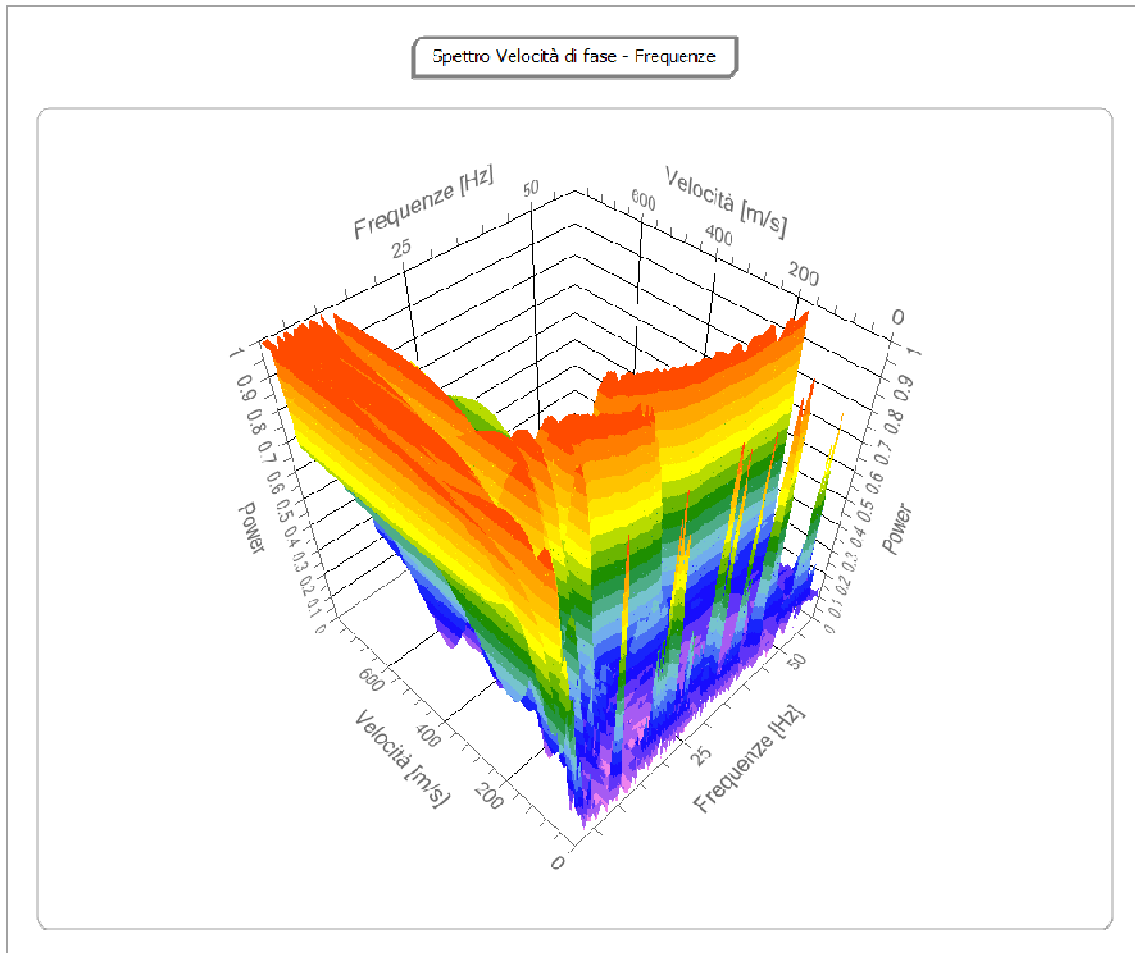
Tracce

N. tracce	24
Durata acquisizione [msec]	2048.0
Interdistanza geofoni [m]	1.0
Periodo di campionamento [msec]	1.00



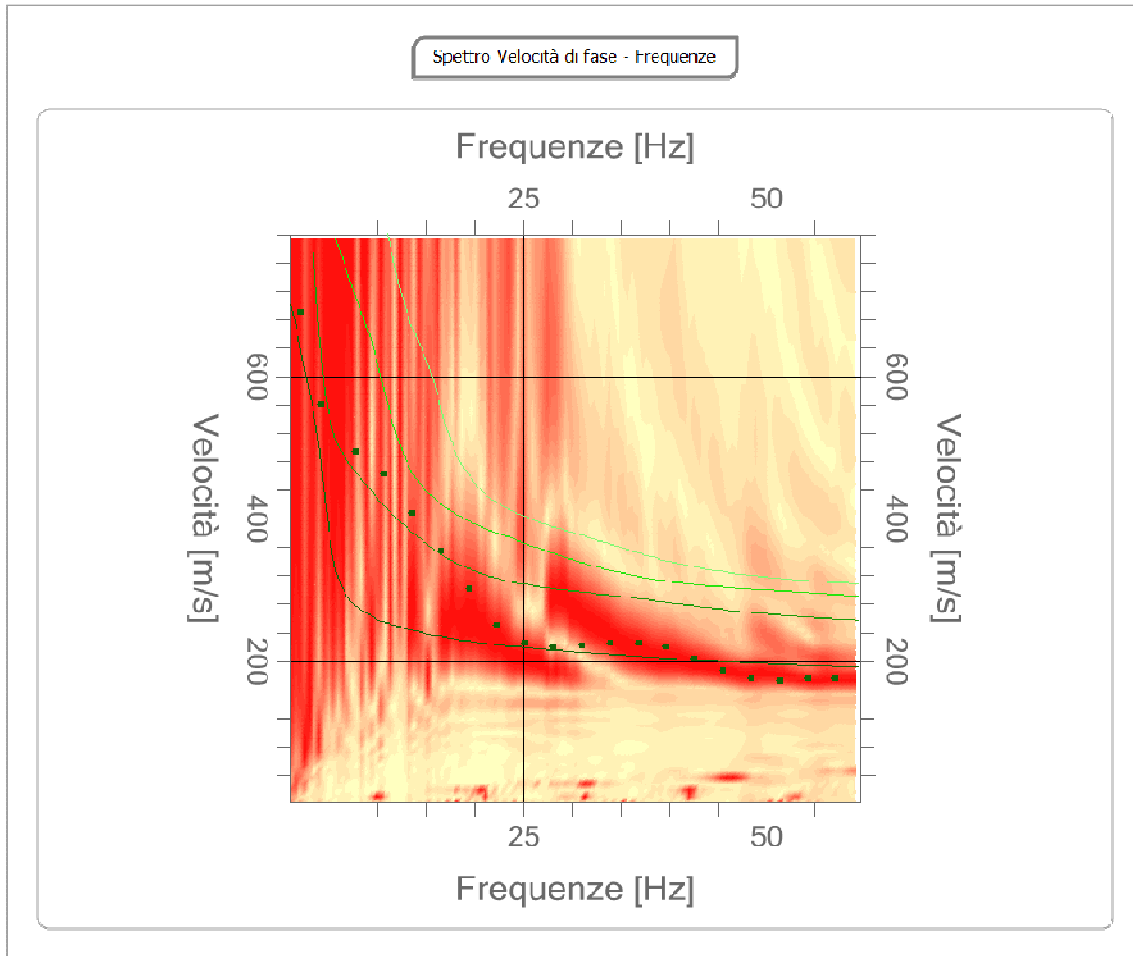
Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz] 1
Frequenza massima di elaborazione [Hz] 60
Velocità minima di elaborazione [m/sec] 1
Velocità massima di elaborazione [m/sec] 800
Intervallo velocità [m/sec] 1



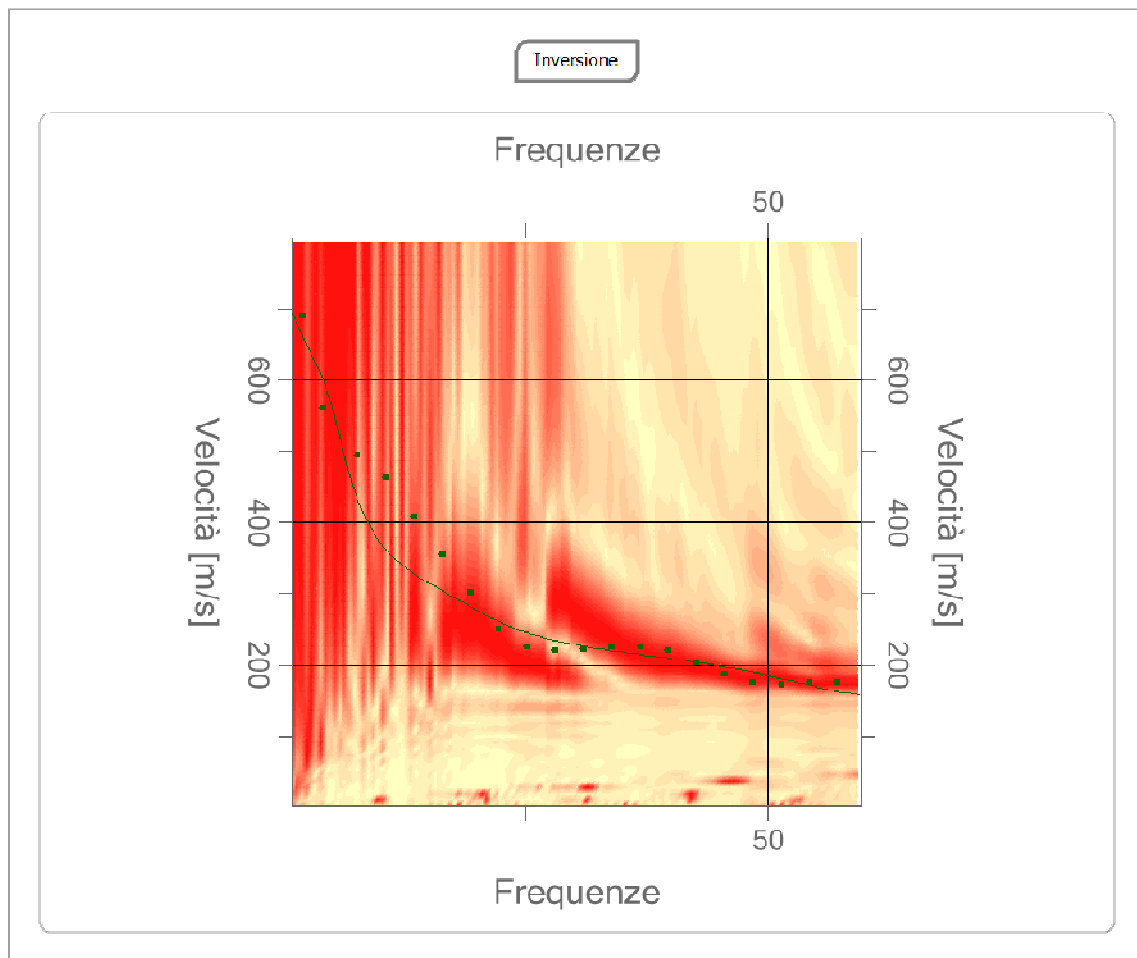
Curva di dispersione

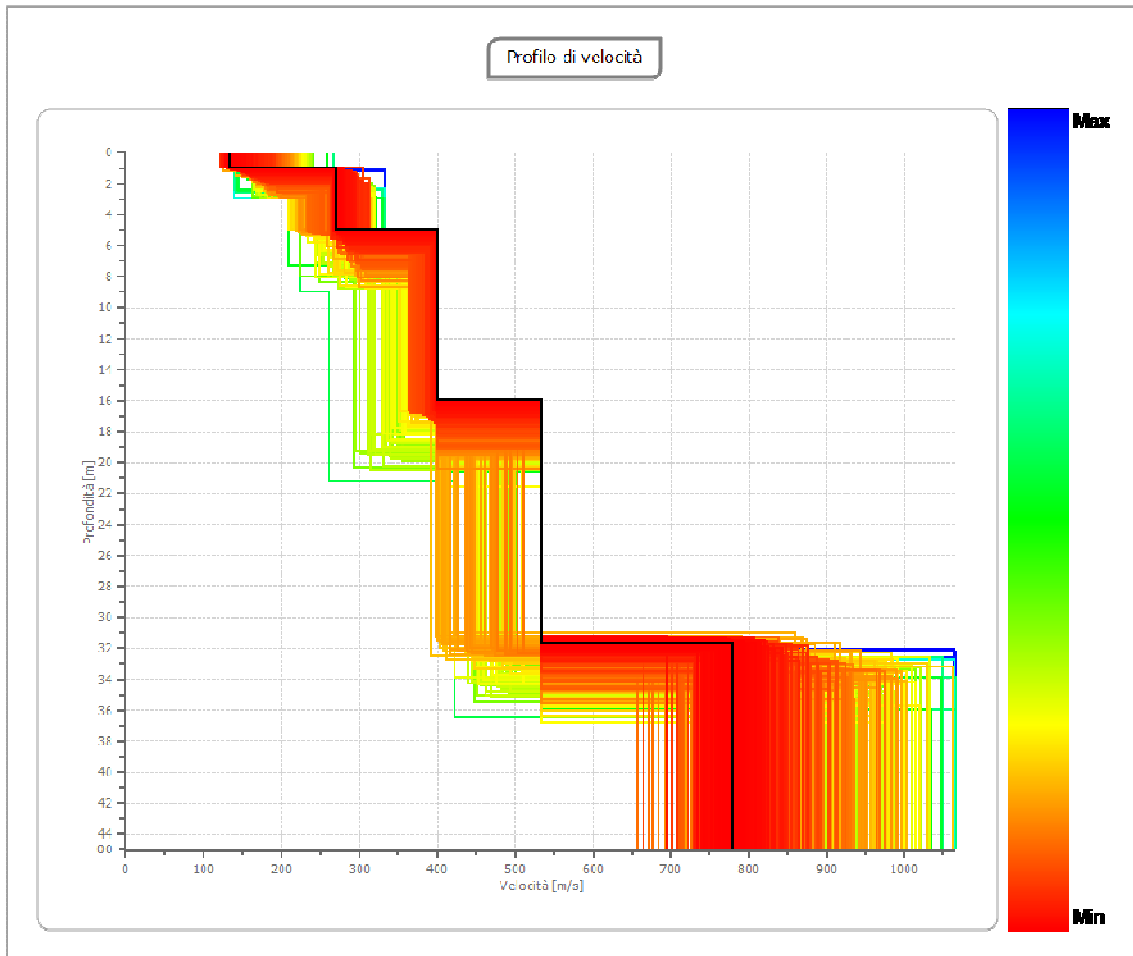
n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	2.2	690.5	0
2	4.3	560.7	0
3	7.8	494.3	0
4	10.7	462.2	0
5	13.6	408.3	0
6	16.5	354.9	0
7	19.4	301.6	0
8	22.3	249.4	0
9	25.2	225.1	0
10	28.1	220.2	0
11	31.0	222.4	0
12	33.9	224.8	0
13	36.8	224.3	0
14	39.7	219.3	0
15	42.6	204.1	0
16	45.5	187.6	0
17	48.5	175.7	0
18	51.4	172.6	0
19	54.3	175.0	0
20	57.2	175.9	0



Inversione

n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1		1.00	1.00	1800.0	0.3	No	249.1	133.1
2		5.00	4.00	1800.0	0.3	No	506.4	270.7
3		16.00	11.00	1800.0	0.3	No	748.3	400.0
4		31.67	15.67	1800.0	0.3	No	997.8	533.3
5		∞	∞	1800.0	0.3	No	1457.2	778.9





Risultati

Profondità piano di posa [m]	8.00
Vs30 [m/sec]	394.54
Categoria del suolo	B

Suolo di tipo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).

Altri parametri geotecnici

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coefficiente Poisson	G0 [kPa]	Ed [kPa]	M0 [kPa]	Ey [kPa]	NSPT	Qc [kPa]
1	1.00	1.00	133.14	249.08	1800.00	0.30	31906.89	11167.4.14	69131.62	82957.93	N/A	98.41
2	5.00	4.00	270.69	506.41	1800.00	0.30	13188.8.57	46161.0.02	28575.8.60	34291.0.28	N/A	3479.97
3	16.00	11.00	400.00	748.33	1800.00	0.30	28800.0.00	10080.00.01	62400.0.01	74880.0.00	N/A	N/A
4	31.67	15.67	533.33	997.77	1800.00	0.30	51199.5.39	17919.83.87	11093.23.35	13311.88.02	N/A	N/A
5	oo	oo	778.89	1457.17	1800.00	0.30	10920.12.05	38220.42.58	23660.26.51	28392.31.40	0	N/A

G0: Modulo di deformazione al taglio;

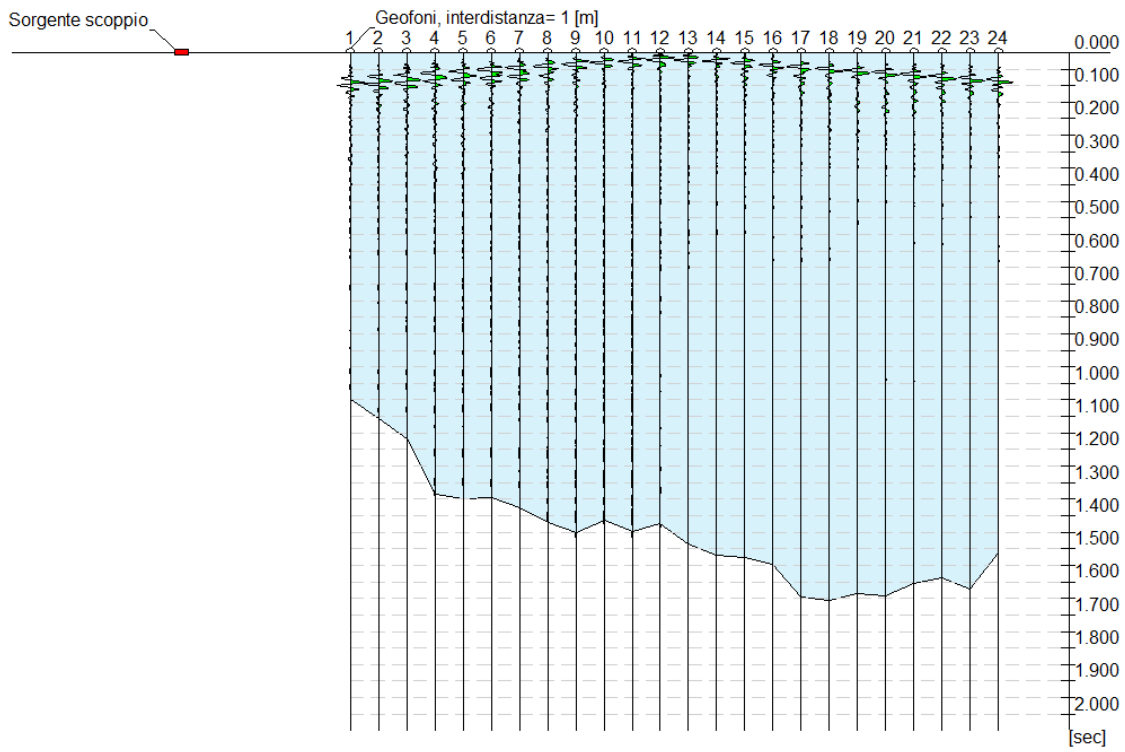
Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

Ey: Modulo di Young;

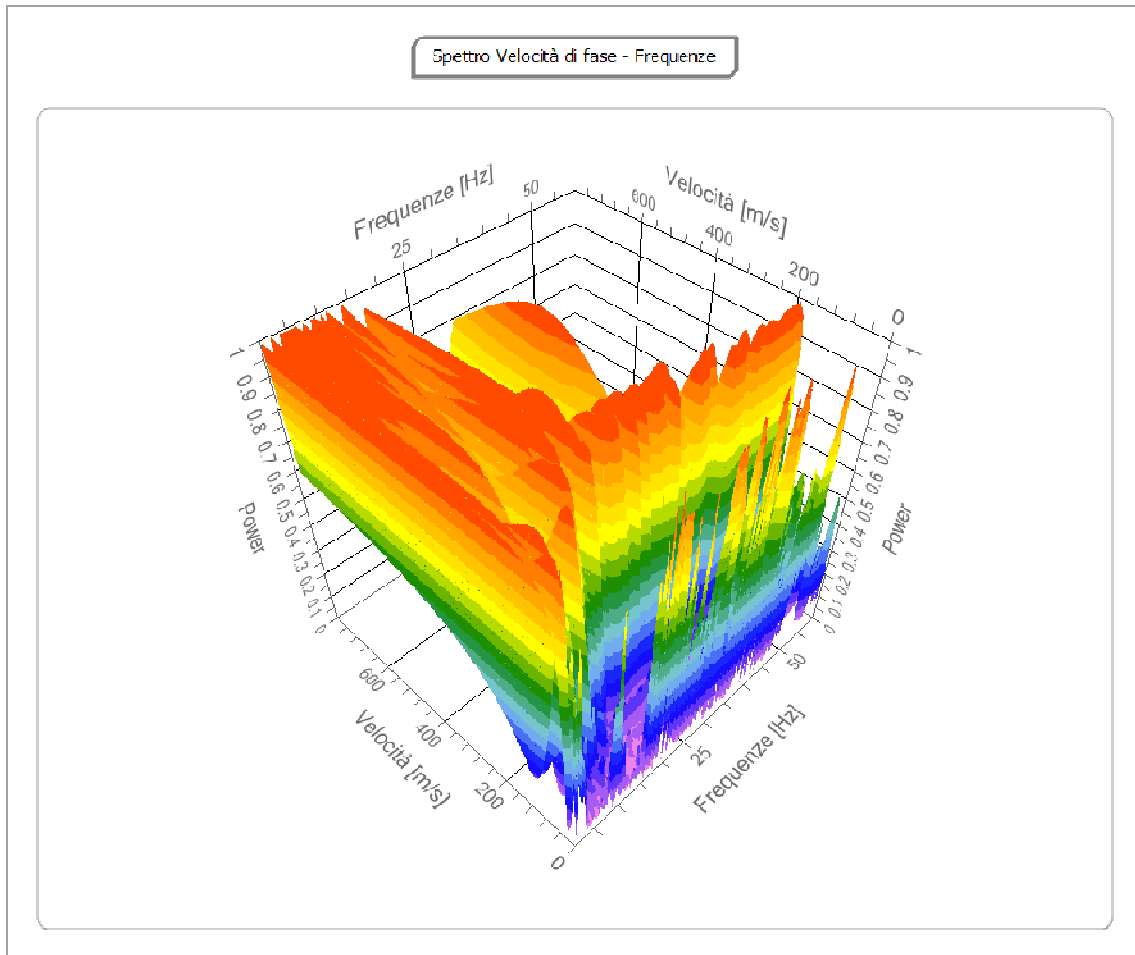
Tracce

N. tracce | 24
Durata acquisizione [msec] | 2048.0
Interdistanza geofoni [m] | 1.0
Periodo di campionamento [msec] | 1.00



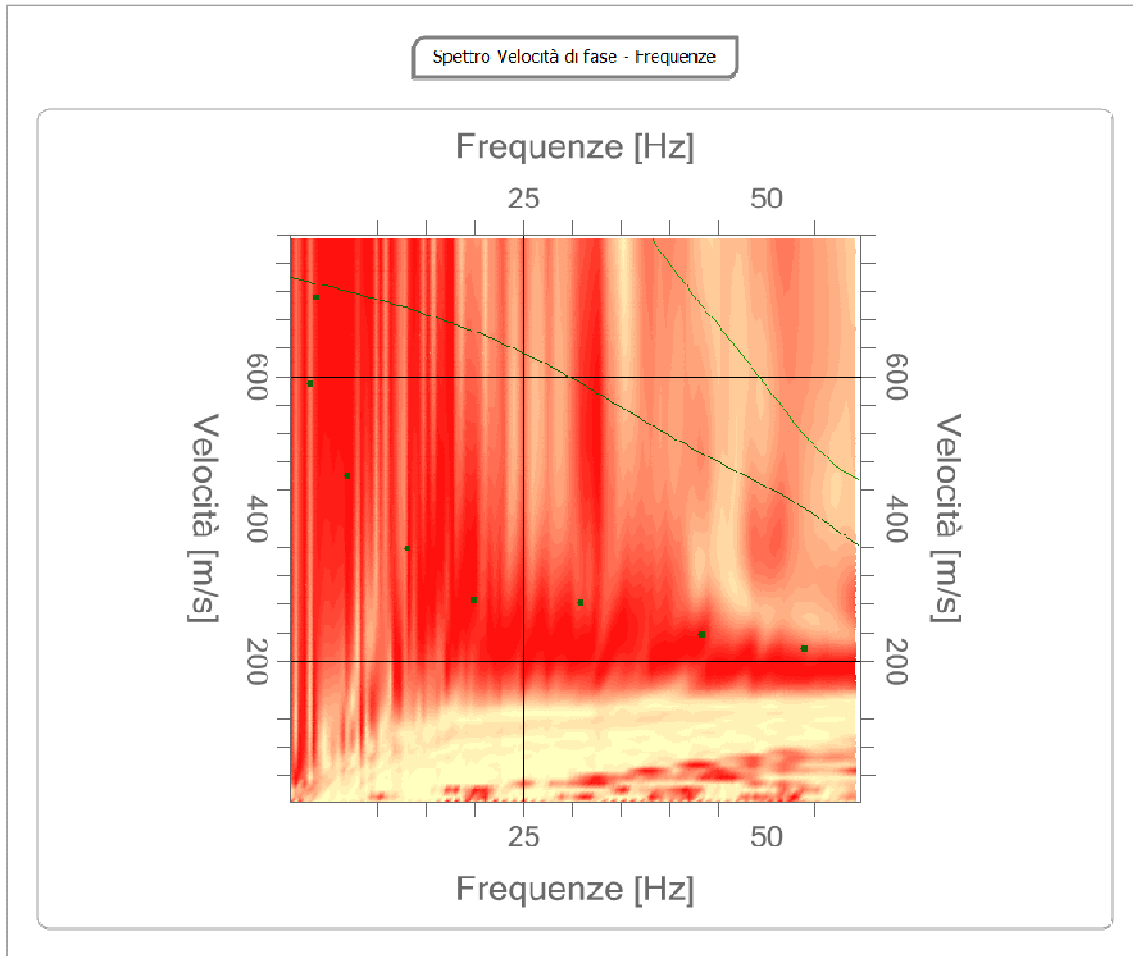
Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	1
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	60
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	800
Intervallo velocità [m/sec]	1



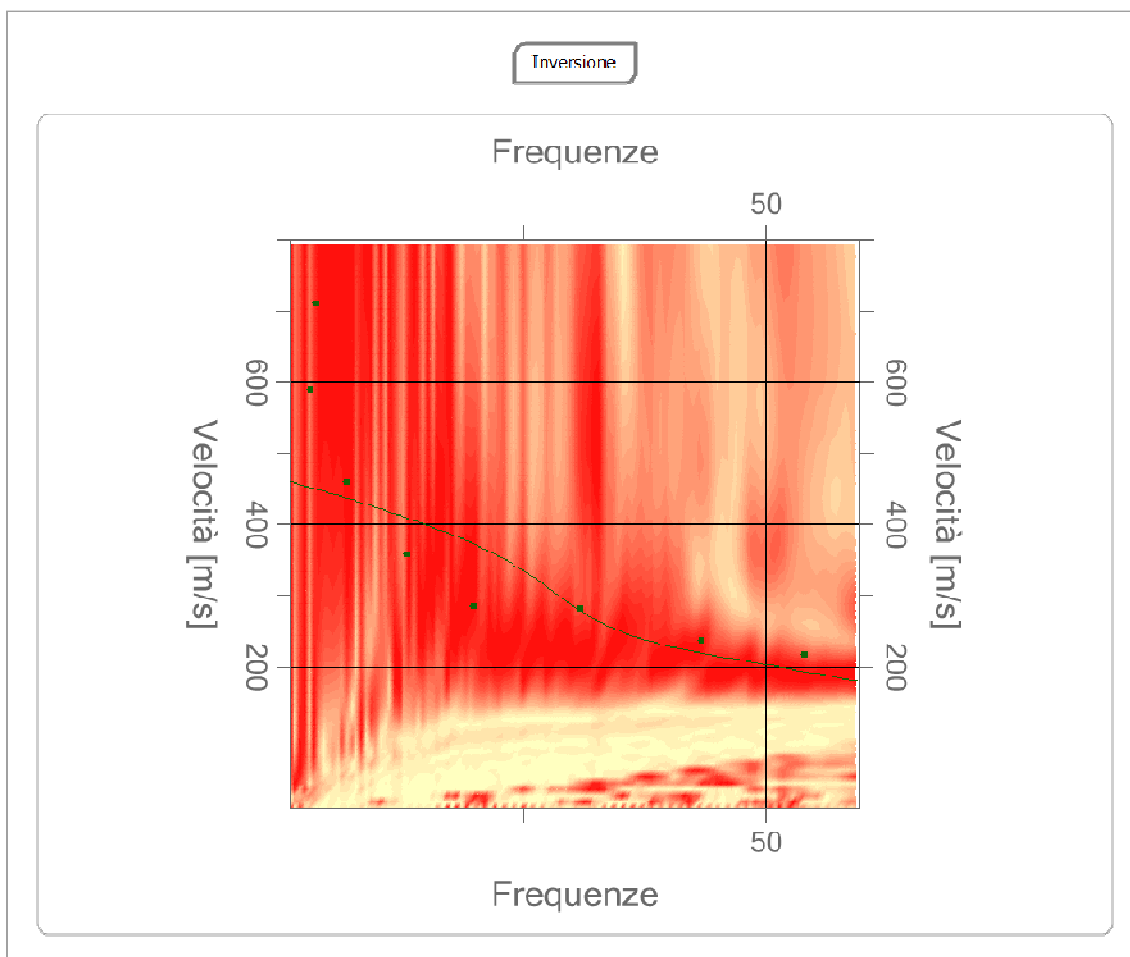
Curva di dispersione

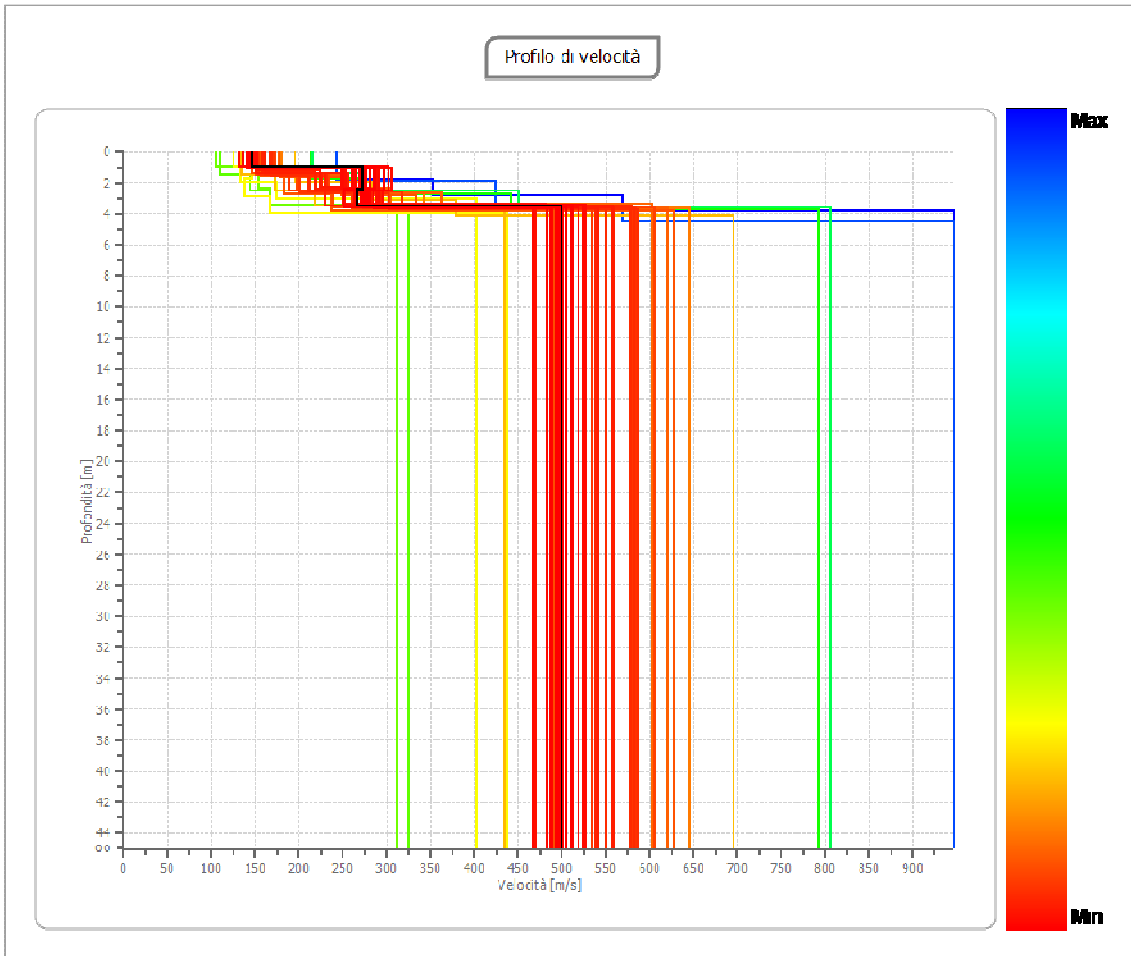
n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	3.1	589.1	0
2	3.7	710.8	0
3	6.9	459.3	0
4	13.1	357.9	0
5	19.9	284.9	0
6	30.9	280.9	0
7	43.3	236.2	0
8	54.0	216.0	0



Inversione

n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1		1.00	1.00	1800.0	0.3	No	273.7	146.3
2		2.47	1.47	1800.0	0.3	No	511.0	273.1
3		3.55	1.07	1800.0	0.3	No	497.9	266.2
4		oo	oo	1800.0	0.3	No	933.7	499.1





Risultati

Profondità piano di posa [m]	6.00
Vs30 [m/sec]	433.11
Categoria del suolo	B

Suolo di tipo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).

Altri parametri geotecnici

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coefficiente Poisson	G0 [kPa]	Ed [kPa]	M0 [kPa]	Ey [kPa]	NSPT	Qc [kPa]
1	1.00	1.00	146.29	273.68	1800.00	0.30	38520.83	13482.292	83461.81	10015.417	N/A	157.97
2	2.47	1.47	273.13	510.98	1800.00	0.30	13428.162	46998.569	29094.353	34913.221	N/A	3640.80
3	3.55	1.07	266.15	497.93	1800.00	0.30	12750.696	44627.437	27626.509	33151.810	N/A	3196.74
4	oo	oo	499.06	933.66	1800.00	0.30	44831.584	15691.0550	97135.105	11656.2119	0	N/A

G0: Modulo di deformazione al taglio;

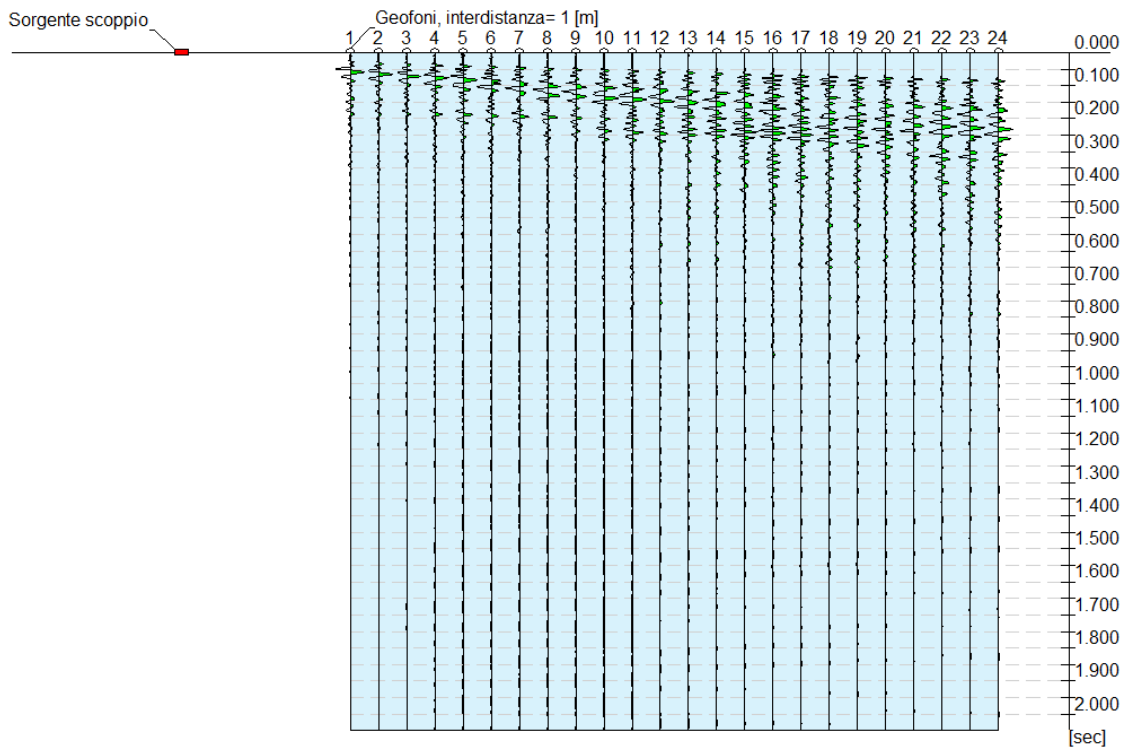
Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

Ey: Modulo di Young;

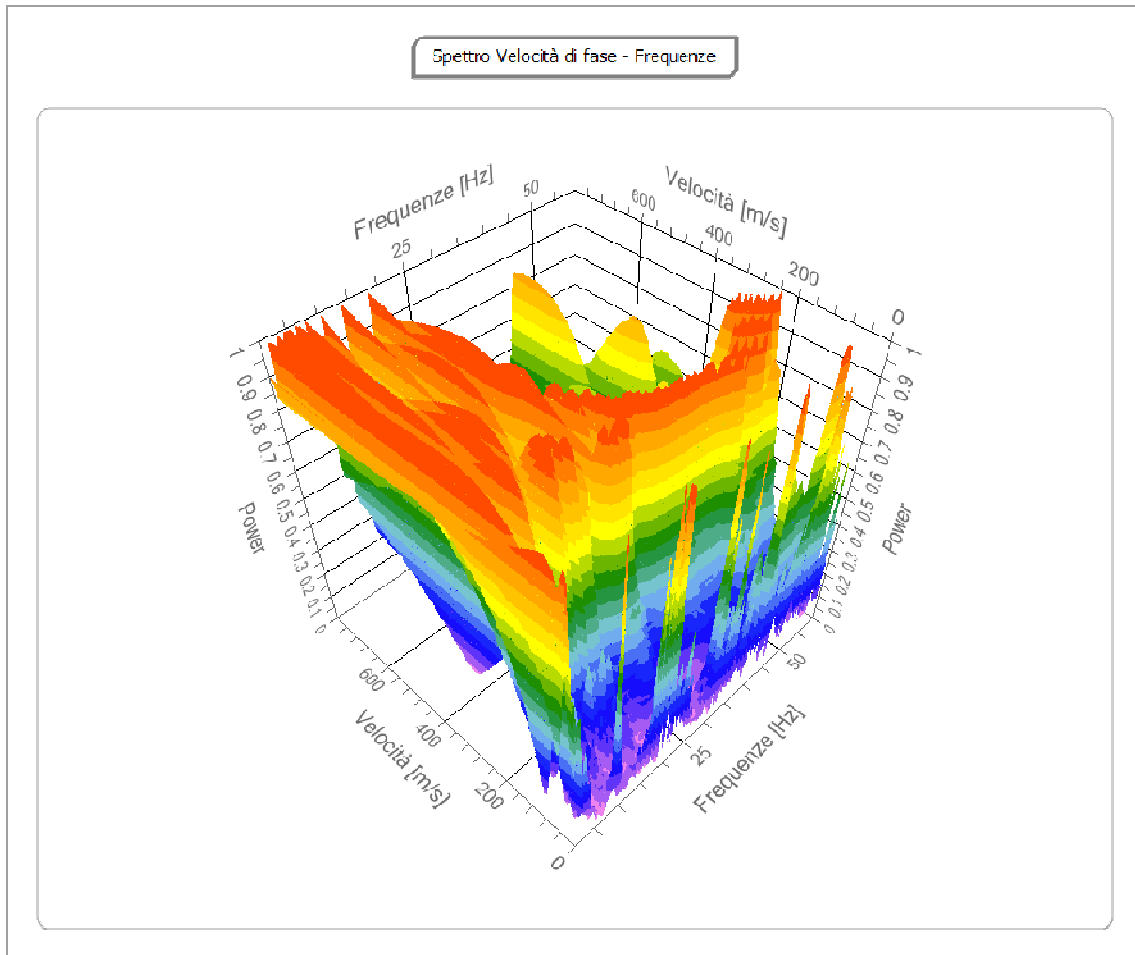
Tracce

N. tracce	24
Durata acquisizione [msec]	2048.0
Interdistanza geofoni [m]	1.0
Periodo di campionamento [msec]	1.00



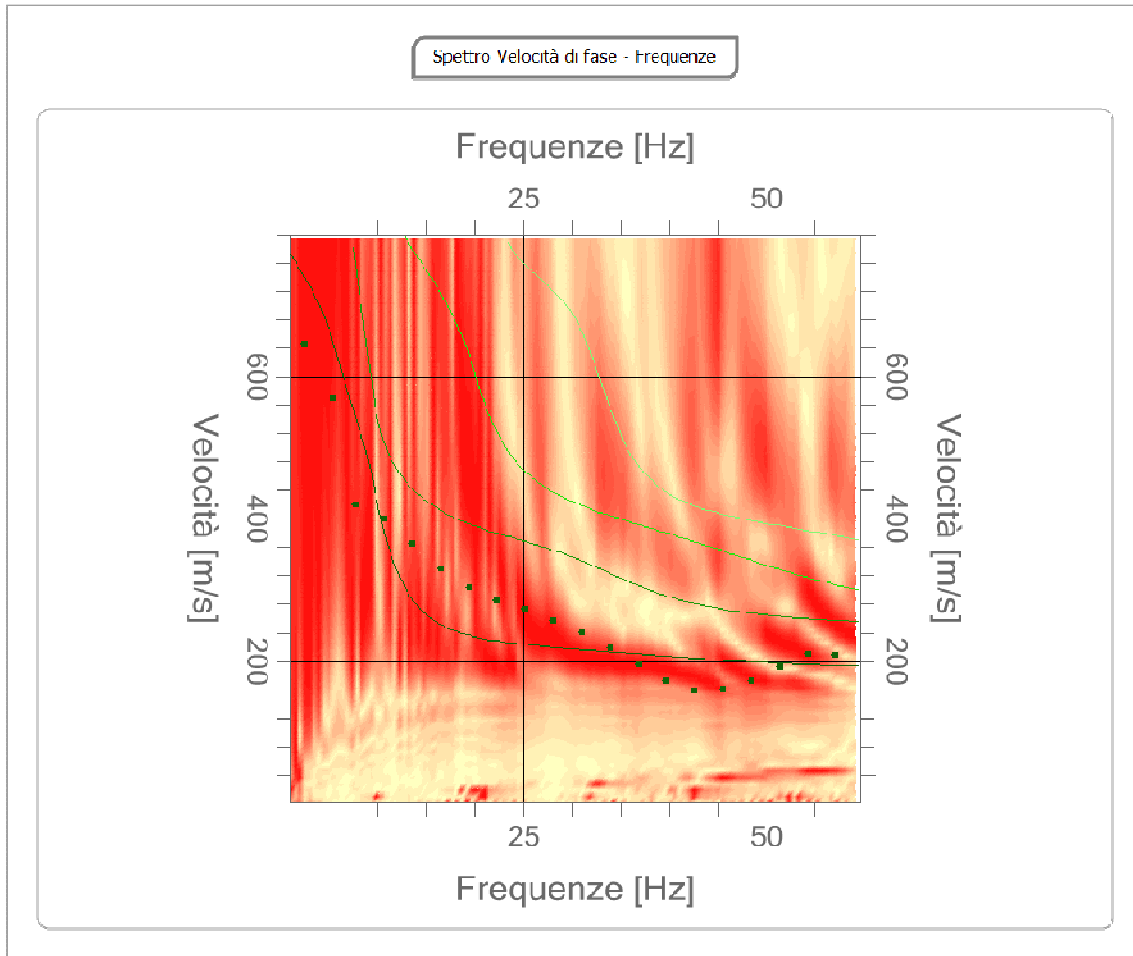
Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz] 1
Frequenza massima di elaborazione [Hz] 60
Velocità minima di elaborazione [m/sec] 1
Velocità massima di elaborazione [m/sec] 800
Intervallo velocità [m/sec] 1



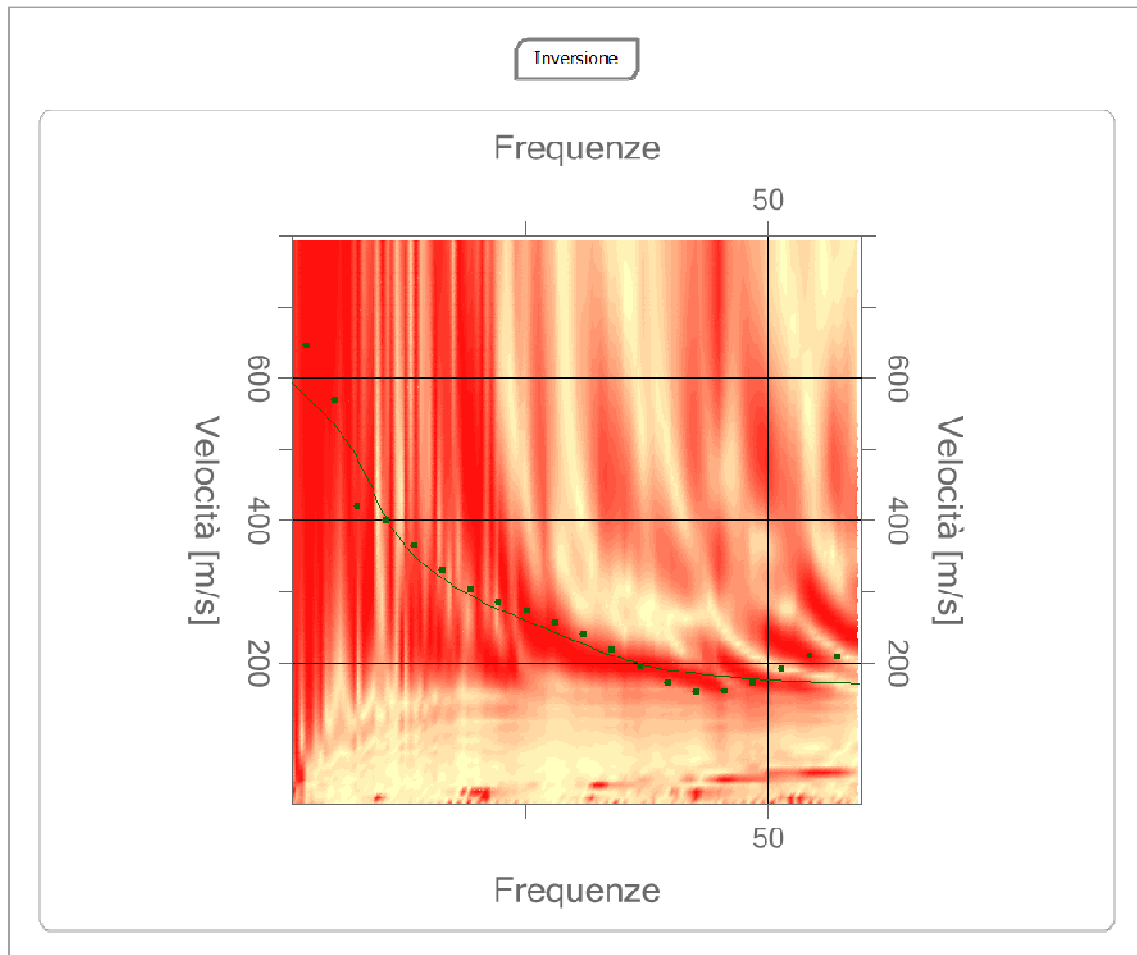
Curva di dispersione

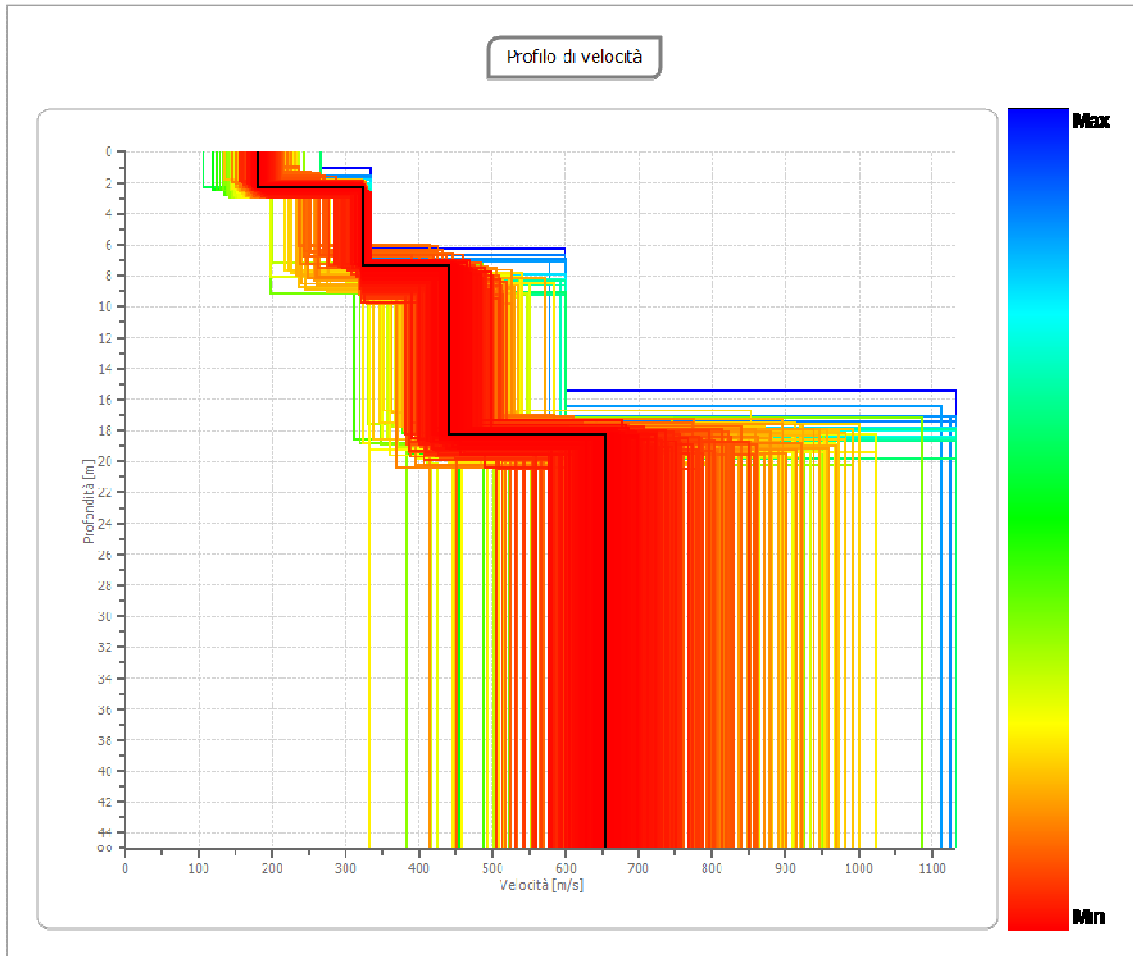
n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	2.5	645.9	0
2	5.4	568.8	0
3	7.8	420.4	0
4	10.7	400.0	0
5	13.6	364.0	0
6	16.5	329.2	0
7	19.4	302.7	0
8	22.3	285.2	0
9	25.2	273.3	0
10	28.1	257.1	0
11	31.0	240.1	0
12	33.9	219.0	0
13	36.8	194.8	0
14	39.7	172.1	0
15	42.6	158.5	0
16	45.5	160.0	0
17	48.5	171.9	0
18	51.4	191.9	0
19	54.3	210.8	0
20	57.2	208.4	0



Inversione

n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1		2.31	2.31	1600.0	0.3	No	336.1	179.7
2		7.31	5.01	1800.0	0.3	No	605.8	323.8
3		18.30	10.98	1900.0	0.3	No	825.1	441.0
4		∞	∞	2100.0	0.3	No	1223.8	654.1





Risultati

Profondità piano di 8.00
posa [m]

Vs30 [m/sec] 561.08

Categoria del suolo B

Suolo di tipo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).

Altri parametri geotecnici

G0: Modulo di deformazione al taglio;

Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

Ey: Modulo di Young;

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coefficiente Poisson	G0 [kPa]	Ed [kPa]	M0 [kPa]	Ey [kPa]	NSPT	Qc [kPa]
1	2.31	2.31	179.67	336.12	1600.00	0.30	51647.26	180765.40	111902.39	134282.87	N/A	443.69
2	7.31	5.01	323.81	605.79	1800.00	0.30	188734.78	660571.75	408925.38	490710.44	N/A	N/A

3	18.30	10.98	441.02	825.07	1900.00	0.30	369548.11	1293418.46	800687.64	960825.11	N/A	N/A
4	oo	oo	654.13	1223.77	2100.00	0.30	898564.76	3144976.76	1946890.42	2336268.39	0	N/

Conclusioni

Sulla scorta di quanto finora esposto si puo' pertanto concludere affermando che i terreni presenti al di sotto dell'area della frana alla Via Fontanelle nel Comune di Sorrento, sono caratterizzati dalla presenza di argille rimaneggiate in superficie ed un substrato argilloso arenaceo di base.

Ai fini della recente normativa antisismica (NTC 2008 - O.P.C.M. 3274/03 e ss.mm.ii) sono stati valutati i parametri sismici dei terreni costituenti gli strati di sottosuolo interessati. Dall'insieme dell'risultanze delle correlazioni sismiche effettuate è possibile affermare che:

- **Le indagini hanno fornito risultati concordanti che collocano i terreni in categoria B (NTC 2008 - O.P.C.M. 3274/03 e sss.mm.ii).** Questa categoria è stata ricavata, come da normativa, dalla relazione:

$$= [360-800]m/s$$

Categorie Suoli di fondazione	
A	$V_{S30} > 800m/s$
B	$360m/s < V_{S30} < 800m/s$
C	$180m/s < V_{S30} < 360m/s$
D	$V_{S30} < 180m/s$
E	Alluvioni di spessore tra 5 e 20 m con V_{S30} simili a C e D su substrato rigido con

	$V_s > 800 \text{ m/s}$
S1	$V_{S30} < 100 \text{ m/s}$
S2	Depositi di terreni soggetti a liquefazione non classificabili nei tipi precedenti

Tutti i parametri geologici e geotecnici necessari alla progettazione strutturale e per il dimensionamento delle fondazioni sono riportati nelle precedenti pagine.

Novembre 2016

Il geologo

A.Malafrente