

Prove penetrometriche, indagini geofisiche, prelievo campioni di terreno, prove di carico su piastra, videosppezioni, ricerca cavi, tubazioni e sottoservizi, servizi tecnici a professionisti, imprese e privati. Operiamo in tutta Italia (isole comprese).

www.applisasgeoservizi.com
a.velicogna@libero.it
seguici  <http://www.facebook.com/Apllisas>



LAUT ENGINEERING Srl, via San Crispino 106, 35129, Padova (PD)

**RELAZIONE DI CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA PER
LA REALIZZAZIONE DI UN PARCO EOLICO**

Coord. 40.516035, 17.902566,

Brindisi (BR)



Commessa: 89-23

Data: 17/07/2023

Dott.Geol. Alberto Velicogna



SEDI: (legale e operativa)
(territoriali)

via G. Carducci, 15 24068 Seriate (BG) - P.IVA : 04755800960
viale Europa 68/b 33054 Lignano Sabbiadoro (UD)

Tel: +39 329 2289939

www.applisasgeoservizi.com

e-mail: a.velicogna@libero.it

Facebook: <http://www.facebook.com/Apllisas>

Sommario

1.PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO	2
2.INTRODUZIONE.....	4
3.CARATTERISTICHE GEOLOGICHE	5
3.1. INQUADRAMENTO E STRATIGRAFIA	5
3.2 GEOMORFOLOGIA	7
3.3 IDROGEOLOGIA	7
3.3.1 Permeabilità	7
3.3.2 Acque superficiali	9
3.4 SISMICITÀ.....	10
4.INDAGINE GEOGNOSTICA.....	11
4.1 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE	11
4.2 INDAGINE MASW.....	12
5.CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	15
6.MODELLAZIONE GEOTECNICA.....	21
6.1 RICOSTRUZIONE STRATIGRAFICA	23
6.2 SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE	23
7. VERIFICHE DI SICUREZZA	24
7.1 CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE	25
7.2 CALCOLO DEI CEDIMENTI	30
7.3 CALCOLO DELLE DISTORSIONI ANGOLARI	33
7.4 VERIFICA A SCORRIMENTO SUL PIANO DI POSA	33
7.5 CARICO LIMITE PER I PALI	34
7.6 VERIFICHE.....	45
8. CONCLUSIONI.....	46
BIBLIOGRAFIA.....	48
ALLEGATI.....	48

1.PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO

La presente relazione illustra i risultati di un'indagine geognostica e geofisica volta ad indagare dal punto di vista geologico e geotecnico i terreni del sito con coordinate 40.516035, 17.902566 nell'ottica della realizzazione di un parco eolico per la produzione di energia elettrica da fonte rinnovabile da installare nel comune di Brindisi (BR).

Il parco eolico "SCOLPITO" sarà costituito da 5 aerogeneratori, ciascuno dei quali sviluppa una Potenza Nominale pari a 6 MW, per una Potenza Complessiva del Parco Eolico di 30 MW. Gli aerogeneratori sono stati disposti secondo criteri che permetteranno di sfruttare al massimo l'energia trasportata dal vento, di evitare interferenze fra le macchine, e in maniera che ogni aerogeneratore possa convertire il massimo dell'energia disponibile senza risentire delle turbolenze generate dagli aerogeneratori contigui.

In questa relazione geologico-tecnica si caratterizzano i terreni da un punto di vista geotecnico, al fine di valutare la Capacità Portante ammissibile ed i cedimenti prevedibili secondo quanto prescritto dalle NTC 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni" contenute dal D.M. 17.01.2018. e con la Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20 febbraio 2018 – Suppl. Ordinario n. 8: "Aggiornamento delle NTC di cui al D.M. 17 gennaio 2018".

Questa relazione, pertanto, seguendo i dettami della norma vigente e dello stato dell'arte è finalizzata alla costruzione del modello geologico, che è imprescindibile per la redazione del successivo modello geotecnico, facente parte della relazione d'opera geotecnica. Il presente documento si prefigge quindi di essere anche uno strumento tecnico d'ausilio per la definizione progettuale.

Il giorno 22 Giugno 2023 si è effettuata una campagna di indagini mediante l'esecuzione di:

- n° 1 prova penetrometrica dinamica
- n° 1 indagine geofisica con metodologia M.A.S.W.
- acquisizione ed analisi di bibliografia tecnica specifica
- elaborazione del presente documento

La caratteristica specifica di questo tipo di indagini è di essere di tipo preciso, diretto e locale; i dati acquisiti hanno un valore investigativo puntuale e possono essere raffrontati esclusivamente con altre prove analoghe a distanze limitrofe; qualsiasi altra estrapolazione non ha alcun valore geotecnico.



Figura 1: Ubicazione del comune di Brindisi

Normativa di riferimento

D. Lgs. N. 4 del 16 gennaio 2008 in vigore dal 13 giugno 2008, recante importanti modifiche al D.Lgs 152/2006 in materia ambientale

Decreto Ministeriale 17.01.2018

Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale.

Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007

Eurocodice 8 (1998)

Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture

Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)

Eurocodice 7.1 (1997)

Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali . - UNI

Eurocodice 7.2 (2002)

Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI

Eurocodice 7.3 (2002)

Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI

Leggi regionali in materia di pianificazione e di Vincolo Idrogeologico

Ordinanze Autorità di Bacino nazionale, regionale o interregionale

Piani Territoriali di coordinamento (Province)

Piano Strutturale e Regolam. Urbanistico

PRG comunale di Brindisi (BR)

SEDI: (legale e operativa) via G. Carducci, 15 24068 Seriate (BG) - P.IVA : 04755800960
(territoriali) viale Europa 68/b 33054 Lignano Sabbiadoro (UD)

Tel: +39 329 2289939 www.applisasgeoservizi.com e-mail: a.velicogna@libero.it
Facebook: <http://www.facebook.com/Apllisas>

2.INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione è lo studio dei terreni inerenti le opere in oggetto. Per la redazione del presente elaborato è stato indagato il sito con coordinate geografiche 40.516035, 17.902566. Tale studio verrà condotto sia dal punto di vista della situazione stratigrafica locale, sia dal punto di vista del comportamento geomeccanico, mediante l'analisi dei risultati ottenuti dalle indagini dirette ed indirette eseguite nell'area. Sulla base delle informazioni sui terreni così raccolte e su quelle riguardanti geometria e carichi delle diverse strutture in progetto all'interno della sottostazione e in riferimento agli aerogeneratori, sarà possibile la successiva valutazione delle tipologie di fondazione più adatte, sia in termini di capacità portante che di cedimenti attesi. Il dimensionamento geotecnico delle opere è condotto in accordo all'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni (DM 17 Gennaio 2018) ed alla successiva Circolare Esplicativa del 21 gennaio 2019".



Figura 2 Foto satellitare con ubicazione dell'area d'indagine (da Google Earth)

3.CARATTERISTICHE GEOLOGICHE

3.1. Inquadramento e stratigrafia

L'area in oggetto si colloca a sud del comune di Brindisi (BR). Limitatamente agli aerogeneratori, l'area di installazione si trova a Sud-Ovest del comune.

Dal punto di vista geologico-strutturale, l'area è interposta tra i rilievi strutturali delle Murge e del Salento ed inquadrabile in unità plio-quadernarie. Si sottolinea che il piano campagna di buona parte dell'area di progetto è condizionato dall'affioramento di sedimenti sabbiosi sciolti più o meno limosi e passanti, verso il basso, a marcatamente argillosi. Le altre litologie interessanti il territorio in esame sono le Calcareniti, appartenenti ai Depositi Marini Terrazzati e alla formazione delle Calcareniti di Gravina, ed infine i Calcari, appartenenti alla formazione dei Calcari di Altamura (questi ultimi due litotipi non affiorano direttamente nell'area, ma giacciono a profondità variabili).

L'area di progetto è interessata dalle seguenti formazioni geologiche:

- Q_{s2} : Sabbie argillose giallastre, talora debolmente cementate, in strati di qualche centimetro di spessore, che passano inferiormente a sabbie argillose e argille grigio-azzurrastrae.
- Q_{c1} : Sabbie argillose giallastre, calcareniti bel cementati.
- C_{8-6} : Calcari dolomitici e dolomie grigio-nocciola, a fattura irregolare, calcari grigio-chiari. Microfossili non molto frequenti.

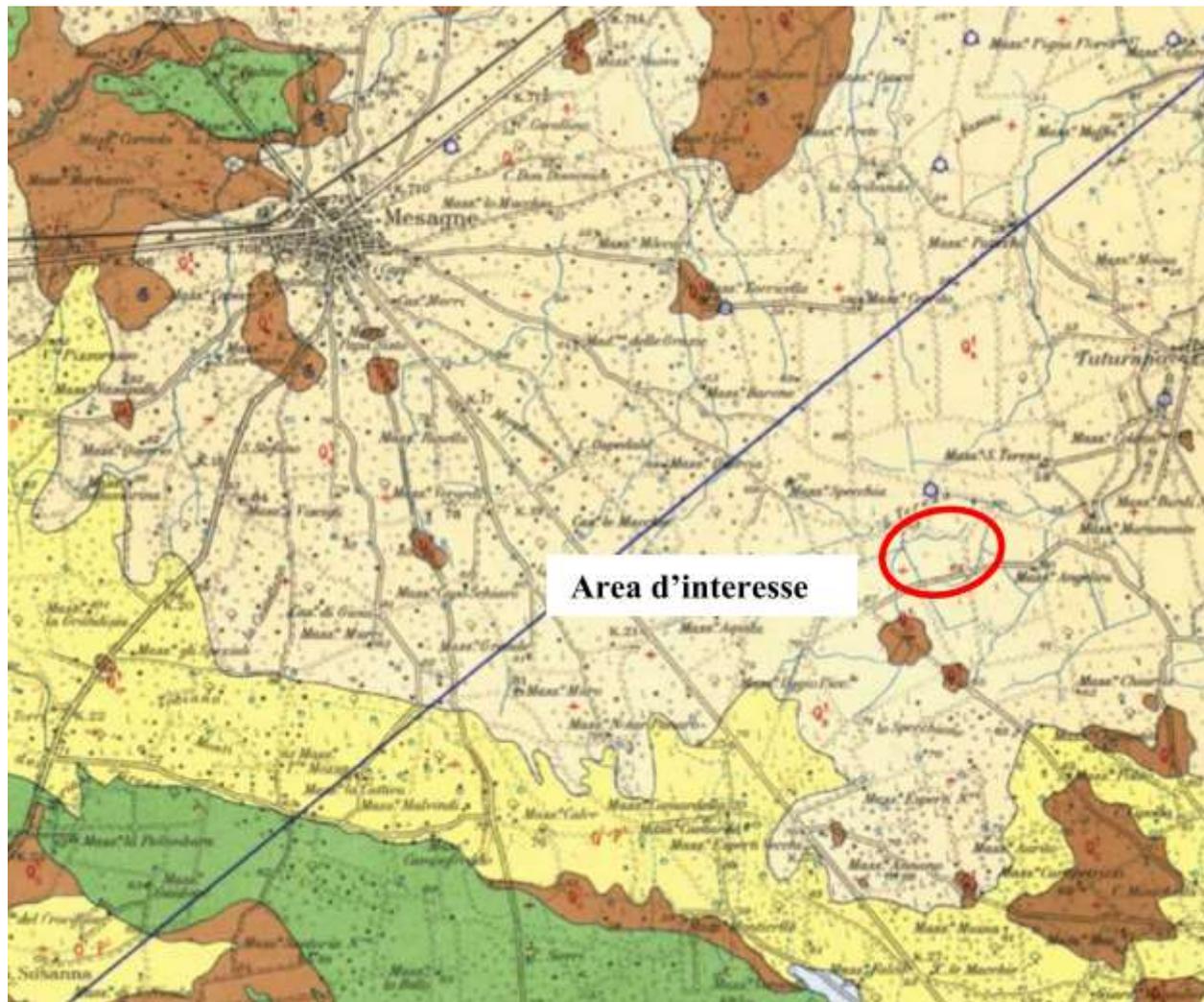


Figura 3: Estratto foglio 203 Carta Geologica d'Italia 1:100.000

SEDI: (legale e operativa) via G. Carducci, 15 24068 Seriate (BG) - P.IVA : 04755800960
(territoriali) viale Europa 68/b 33054 Lignano Sabbiadoro (UD)

Tel: +39 329 2289939 www.applisasgeoservizi.com e-mail: a.velicogna@libero.it
Facebook: <http://www.facebook.com/Apllisas>

3.2 Geomorfologia

L'area in oggetto è sita nel comune di Brindisi, il quale ricade nella vasta area che va dalla costa adriatica fino al lineamento geomorfologico denominato "Limite dei Greci". Quest'ultimo, oltre ad essere un limite territoriale storico-archeologicoculturale, di fatto è lo spartiacque idrografico tra le aree sud e nord della Provincia, e rappresenta probabilmente la demarcazione tra due bacini di sedimentazione pleistocenici. Quello a nord, in particolare, si sviluppa dal Limite dei Greci verso il mare Adriatico. La sedimentazione dei limi sabbiosi, passanti in profondità a limi argillosi e poi ad argille, indica che si trattava di un bacino di sedimentazione profondo, tale da permettere la sedimentazione di argille azzurre in argille giallastre, a causa della regressione del mare, fino a lasciare il posto alla sedimentazione di sabbie limose e talora calcareniti organogene poco diagenizzate. L'elemento morfologico più significativo del Foglio 203 "Brindisi" è rappresentato da una superficie subpianeggiante, caratterizzata da rilievi di modesta entità e con carattere prevalentemente collinare e vallivo, solcata da alcuni corsi d'acqua minori detti "canali"

3.3 Idrogeologia

3.3.1 Permeabilità

Sulla scorta dei caratteri litologici e strutturali fin qui evidenziati è possibile individuare sul territorio in esame diverse unità idrogeologiche, differenziabili in base al tipo e grado di permeabilità, ossia in base alle modalità con cui i terreni interessati si lasciano attraversare dalle acque meteoriche di infiltrazione superficiale. Da dati presenti in letteratura, si ricostruisce l'area in oggetto di studio una situazione stratigrafica e strutturale che porta a riconoscere, trascurando l'acquifero fessurato carsico profondo, due unità acquifere principali:

1. Acquifero poroso superficiale
2. Acquifero poroso profondo

L'acquifero poroso superficiale corrisponde agli interstrati sabbioso-ghiaiosi dei depositi marini e continentali di età Pleistocene che ricoprono con notevole continuità laterale le sottostanti argille. Più dettagliatamente, le stratigrafie dei pozzi per acqua realizzati in zona, evidenziano l'esistenza di una successione di terreni limo-sabbioso-ghiaiosi, permeabili ed acquiferi, intercalati da livelli limo-argillosi a minore permeabilità. Questi, tuttavia, non costituiscono orizzonti separati ma idraulicamente interconnessi e danno luogo ad un unico sistema acquifero.

L'acqua può rinvenirsi in condizioni di falda libera, nei livelli idrici più superficiali, e solitamente in pressione, con locale carattere di artesianità, in quelli più profondi. La base della circolazione idrica è rappresentata dalle argille grigio-azzurre, impermeabili. Come già accennato, i diversi livelli idrici sono idraulicamente interconnessi e le diverse falde possono essere dunque ricondotte ad un'unica circolazione idrica sotterranea, giacché il particolare tipo di deposizione lenticolare dei sedimenti determina l'esistenza di soluzioni di continuità tra i depositi permeabili e i depositi relativamente meno permeabili. A ciò bisogna aggiungere gli scambi di acqua in senso verticale dovuti al fenomeno di drenanza, attraverso strati semipermeabili (acquitardi). Trattandosi di un acquifero costituito da una successione di terreni di diversa granulometria e spessore, la trasmissività idraulica varia da zona a zona.

A scala regionale l'andamento delle curve isopieze segue quello della topografia, rivelando una generale diminuzione delle quote piezometriche da SO verso NE, con gradienti di norma inferiori a 0,5 %. In linea generale, si può affermare che i sedimenti più permeabili prevalgono nella zona di monte mentre, procedendo verso la costa, si fanno più frequenti ed aumentano di spessore le intercalazioni limoso-sabbiose che svolgono il ruolo di acquitardo. Essendo le modalità di deflusso della falda fortemente influenzate da tali caratteristiche, risulta che l'acqua circola in condizioni freatiche nella fascia pedemontana e localmente in pressione nella zona mediobassa.

La carta delle isopieze relativa all'acquifero superficiale, rileva che i massimi valori del gradiente idraulico si registrano nella parte più interna, corrispondente alla zona di maggiore ricarica dell'acquifero, mentre tendono a diminuire nella parte centrale. La particolare morfologia assunta dalla superficie piezometrica permette, di definire una direttrice di deflusso idrico preferenziale verso i quadranti nord orientali. L'acquifero poroso profondo è costituito dai diversi livelli sabbiosi intercalati nella formazione pliopleistocenica delle "Argille grigio-azzurre".

I livelli acquiferi sono costituiti da corpi discontinui di forma lenticolare, localizzati a profondità superiori ai 150 m dal piano campagna, il cui spessore non supera le poche decine di metri. Nelle lenti più profonde, si rinvencono acque connate che si caratterizzano per i valori piuttosto elevati della temperatura.

La falda è ovunque in pressione e presenta quasi sempre caratteri di artesianità. La produttività dei livelli idrici, pur essendo variabile dà luogo a luogo, risulta sempre molto bassa con portate di pochi litri al secondo.

3.3.2 Acque superficiali

Il reticolo idrografico superficiale, essendo più evidente e significativo in corrispondenza dei territori caratterizzati da una minore permeabilità che limita di fatto l'infiltrazione nel sottosuolo di contro ove questa è più attiva, per un maggior grado di permeabilità del sottosuolo, si riscontra un'idrografia superficiale meno sviluppata, o del tutto assente. Il territorio di Brindisi è interessato da una rete idrografica di canali secondari poco sviluppata, attorno al comune si sviluppa una serie di fossi e/o scoli nei quali confluisce una limitata quantità d'acqua. I corsi principali individuati nella zona sono il Fiume Grande ed il Canale Foggia Rau l'impianto è situato tra i due corsi idrici. Di seguiti viene riportata la sovrapposizione del layout di progetto con il reticolo idrografico dell'area in esame.

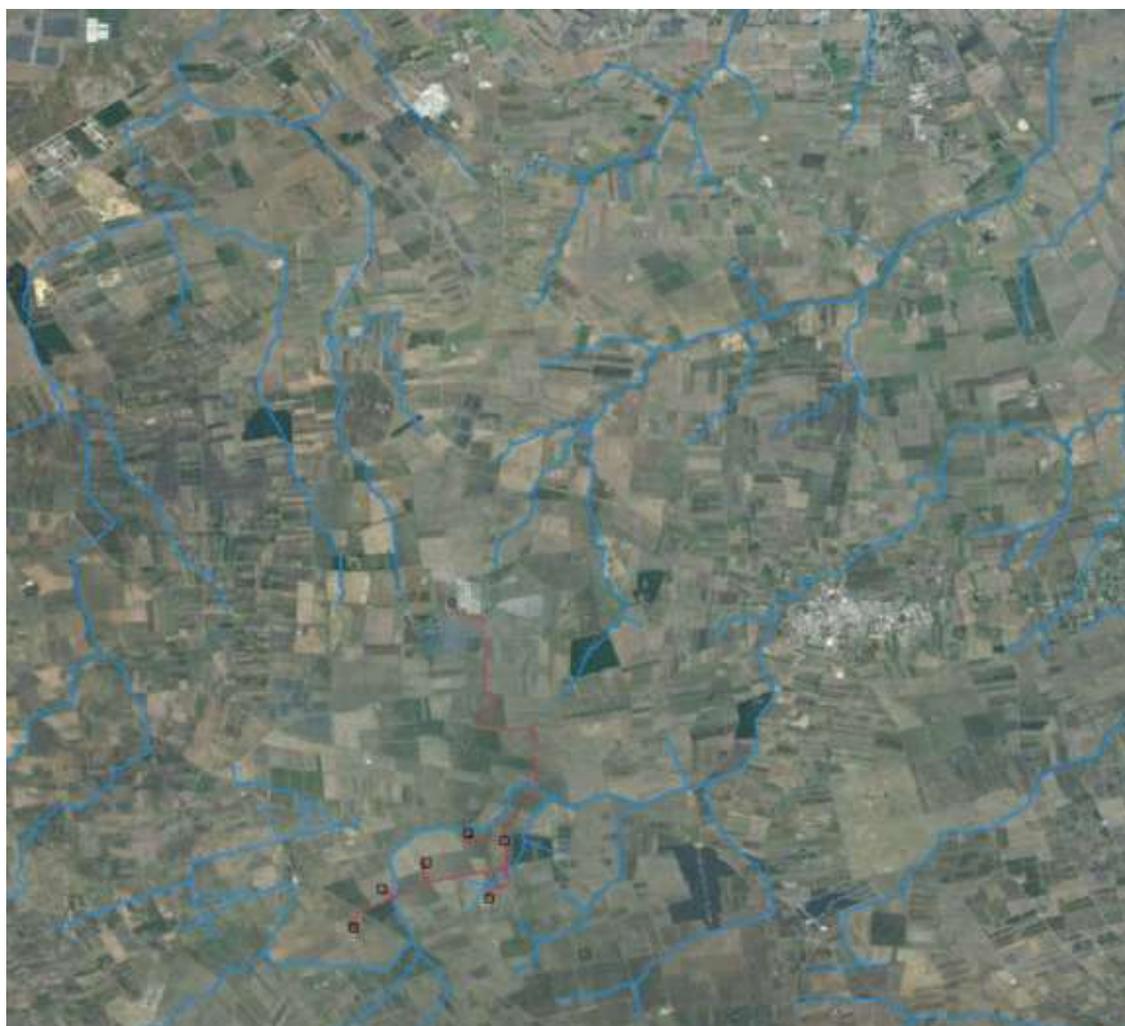


Figura 4: Idrografia superficiale

3.4 Sismicità

In base alla classificazione sismica del 2006, l'intero territorio del comune di Brindisi ricade nella ZONA 4, quindi a sismicità molto bassa. Infatti, il valore dell'azione sismica espressa in termini di accelerazione massima su un suolo rigido è qui compreso tra 0,05 g e 0,75 g.

4.INDAGINE GEOGNOSTICA

L'indagine geognostica di campagna è consistita in:

- n. 1 prova penetrometrica dinamica con penetrometro TG 30-50 Pagani
- n. 1 indagine geofisica con metodologia MASW

Le prove sono state eseguite allo scopo di individuare un profilo geotecnico più profondo possibile e preciso dei terreni del lotto interessato.

4.1 Prove Penetrometriche Dinamiche

La prova penetrometrica dinamica consiste sostanzialmente nell'infissione nel terreno di una punta conica situata all'estremità di una batteria di aste, energizzata facendo cadere da un'altezza costante un maglio di peso standard. La misurazione del numero di colpi necessario all'avanzamento del sistema di aste di 10 cm, inserita in un programma di calcolo dedicato, fornisce uno degli elementi fondamentali per una corretta interpretazione geotecnica del sottosuolo.

Le prove vengono normalmente fino all'eventuale rifiuto (N spt maggiore di 35 colpi). In occasione di ogni prova viene verificato il livello di eventuali falde freatiche mediante freatimetro e/o misura diretta sulle aste di perforazione.

Nella tabella di seguito, viene riassunta la profondità massima raggiunta durante la prova:

N° prova	Profondità max da p.c. (m)	Profondità falda da p.c. (m)
P1	1.6	Non rinvenuta



Figura 5: esecuzione prova penetrometrica P1

4.2 Indagine MASW

È stata eseguita n.1 indagine geofisica MASW finalizzata:

- alla misura diretta della velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s_{eq}}$ e della relativa classificazione della categoria sismica di appartenenza dei terreni del sottosuolo;
- all'acquisizione di dati che contribuissero ad indagare sull'eventuale presenza di cavità sotterranee che fornissero maggiori informazioni sull'uniformità areale dei depositi presenti in situ.

Come detto nel precedente paragrafo, per la definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessaria una valutazione, oltre che dei parametri relativi alla "Pericolosità Sismica di Base", anche degli effetti della "Risposta Sismica Locale", che dipendono, essenzialmente, dalle caratteristiche litostratigrafiche o morfologiche del sito. Queste ultime, infatti, risultano esercitare una diretta influenza sulla propagazione e sull'eventuale amplificazione delle onde sismiche nel sottosuolo.

12

SEDI: (legale e operativa) via G. Carducci, 15 24068 Seriate (BG) - P.IVA : 04755800960
(territoriali) viale Europa 68/b 33054 Lignano Sabbiadoro (UD)

Tel: +39 329 2289939 www.applisasgeoservizi.com e-mail: a.velicogna@libero.it
Facebook: <http://www.facebook.com/Apllisas>

Secondo le procedure prescritte dalla normativa vigente tali effetti sono valutabili, con buona approssimazione, mediante l'individuazione della categoria di sottosuolo e della categoria topografica in cui ricade il sito di interesse.

Da dette categorie deriva poi la definizione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica, "SS" e "ST", stabiliti dalle stesse norme, che concorrono nella ricostruzione degli spettri di risposta elastici tipici del sito.

L'indagine MASW si svolge in tre fasi: acquisizione delle onde superficiali (ground roll), costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs.

Le prove MASW sono indispensabili per ricavare direttamente il parametro $V_{s,eq}$, richiesto dalla nuova normativa sismica, in maniera semplice e decisamente affidabile. Tramite questa prova vengono misurate le velocità sismiche delle onde superficiali a diverse frequenze. La variazione di velocità a diverse frequenze (dispersione) è imputabile prevalentemente alla stratificazione delle velocità delle onde S i cui valori sono ricavabili da una procedura di inversione numerica.

Per velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio si intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati nei primi metri di profondità dal piano di posa della fondazione, secondo la relazione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{strato=1}^N \frac{h(strato)}{V_s(strato)}}$$

Dove N è il numero di strati individuabili nei primi metri di suolo, ciascuno caratterizzato dallo spessore $h(strato)$ e dalla velocità delle onde S $V_s(strato)$.

Per H si intende la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro V_{s30} , ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le onde di superficie sono state generate con una mazza battente (sorgente sismica) da sei punti di energizzazione e sono state registrate con 12 geofoni lungo uno stendimento di lunghezza di 44.0 m.

Il modello sismico monodimensionale (V_s -profondità) che si è ricavato costituisce l'aspetto principale sia nella stima degli effetti sismici di sito che nella definizione dell'azione sismica di progetto, in quanto consente di conoscere l'incidenza delle locali condizioni stratigrafiche sulla pericolosità sismica di base (amplificazioni di natura litologica).

La prova è stata condotta utilizzando 12 canali di acquisizione lungo uno stendimento di 44.0 m con distanza di energizzazione pari a 6.0 m.

I risultati dell'indagine MASW sono riportati per esteso nel pertinente allegato.



Figura 6: Stendimento sismico per indagine MASW

5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

La classificazione sismica del territorio nazionale e le normative tecniche per le costruzioni in zona sismica sono regolate dalle norme contenute nella O.P.C.M. n. 3274/2003 del 23.03.2003, pubblicata sulla G.U. n. 105 dell'8 Maggio 2003.

In tale quadro il territorio del comune di Brindisi ricade in zona sismica 4:

Zona sismica	Fenomeni riscontrati	Accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni
1	Zona con pericolosità sismica alta . Indica la zona più pericolosa, dove possono verificarsi forti terremoti.	$a_g \geq 0,25g$
2	Zona con pericolosità sismica media , dove possono verificarsi terremoti abbastanza forti.	$0,15 \leq a_g < 0,25g$
3	Zona con pericolosità sismica bassa , che può essere soggetta a scuotimenti modesti.	$0,05 \leq a_g < 0,15g$
4	Zona con pericolosità sismica molto bassa . E' la zona meno pericolosa, dove le possibilità di danni sismici sono basse.	$a_g < 0,05g$

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente".

L'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche è la pericolosità sismica di base" del sito. La sismicità di base del sito è definibile in funzione del valore assunto dall'accelerazione massima attesa a_g su suolo rigido con superficie topografica orizzontale per eventi con tempo di ritorno di 475 anni e probabilità di superamento del 10% in 50 anni. Ai fini delle Nuove Norme Tecniche (NTC) le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido

F_o = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_{c^*} = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica.

Sulla base dei dati direttamente acquisiti in campagna tramite indagine geofisica con metodologia MASW il sito in esame ricade, per riscontro diretto, nella categoria di sottosuolo B, secondo la tab. 3.2.II delle NTC 2018, con caratteristiche di superficie topografica T1, secondo la tab. 3.2.IV delle NTC 2018.

Vs eq = 550 m/s

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
 B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

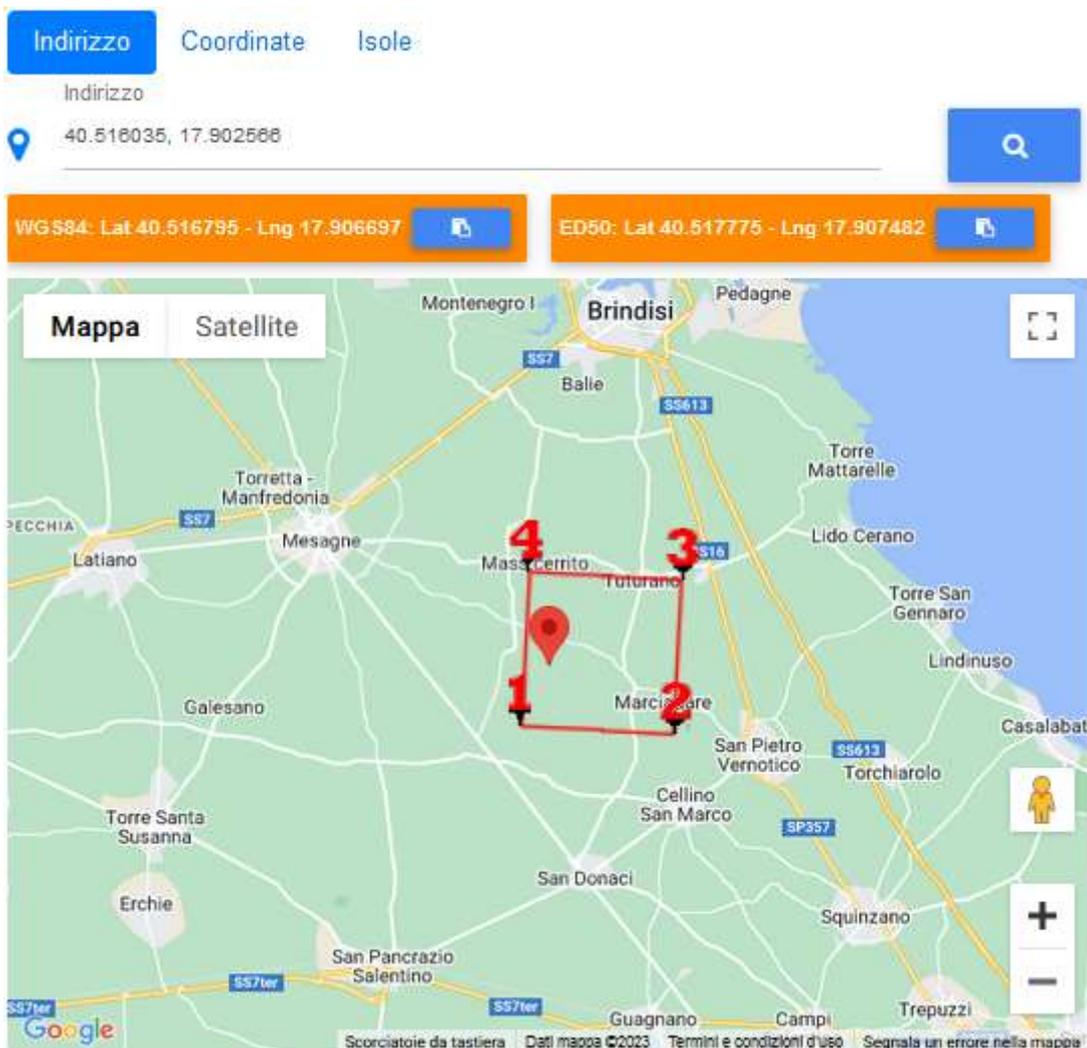
Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
 T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i = 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ = i = 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
 B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

La V_n (Vita nominale) attesa dall'edificio: $V_n = 100$ anni. I dati sono stati processati con il software Geostru dedicato per la determinazione dei parametri sismici corretti. Vengono di seguito riportati i valori calcolati.



SEDI: (legale e operativa) via G. Carducci, 15 24068 Seriate (BG) - P.IVA : 04755800960
(territoriali) viale Europa 68/b 33054 Lignano Sabbiadoro (UD)

Tel: +39 329 2289939 www.applisasgeoservizi.com e-mail: a.velicogna@libero.it
Facebook: <http://www.facebook.com/Apllisas>

Stati limite

 Classe Edificio

IV. Funzioni pubbliche o strategiche importanti...

 Vita Nominale 100

 Interpolazione Media ponderata

CU = 2

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	120	0.029	2.358	0.338
Danno (SLD)	201	0.035	2.441	0.378
Salvaguardia vita (SLV)	1898	0.068	2.713	0.538
Prevenzione collasso (SLC)	2475	0.073	2.764	0.545

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 200

Coefficienti sismici

 Tipo Stabilità dei pendii e fondazioni -

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m) us (m)

 1  0.1

 Cat. Sottosuolo B -

 Cat. Topografica T1 -

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
CC Coeff. funz categoria	1,37	1,34	1,25	1,24
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]  0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.007	0.008	0.016	0.017
kv	0.003	0.004	0.008	0.009
Amax [m/s ²]	0.341	0.414	0.802	0.857
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

6.MODELLAZIONE GEOTECNICA

I dati acquisiti sono stati elaborati con l'ausilio del software di calcolo dedicato Fondazio per Windows (versione 6.55 del 2012) al fine di caratterizzare e parametrizzare gli aspetti geotecnici del sottosuolo investigato. Si rinvia alle tabelle allegate per la ricostruzione di dettaglio del modello geotecnico del sottosuolo stesso.

Per modello geotecnico si intende uno schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche, del regime delle pressioni interstiziali e della caratterizzazione fisicomeccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, finalizzato all'analisi quantitativa di uno specifico problema geotecnico (da NTC – D.M. 17/01/2018).

Sulla base dei dati ottenuti dalle prove eseguite, il terreno investigato può essere suddiviso (NB: riferimento piano campagna), dal punto di vista geotecnico, in tre livelli stratigrafici aventi le caratteristiche geotecniche principali di seguito indicate.

Secondo quanto disposto dalle Norme Tecniche, tali parametri meccanici devono essere trattati in maniera statistica, adottando valori a cui sia associata una probabilità di superamento non superiore a 5% (2.3 – NTC2018), ottenendo parametri definiti "caratteristici".

Esempio: Φ_{nominale} (da prove) = Φ_{k} (caratteristico)

Nella tabella seguente vengono riportati i parametri riscontrati per le prove penetrometriche effettuate. In allegato tutti i risultati delle prove.

Prova P1

Ipotesi stratigrafica	Profondità (m)	Nspt di riferim. (*)	DR (%) (*)	Ø (°) (*)	Y_s (T/m3) (*)	Y (T/m3) (*)	Cu (kPa) (*)
Strato A	Da 0.0 m a 0.5 m circa	5	-	-	1.83	-	0.31
Strato B	Da 0.5 m a 1.3 m circa	12	38	30	1.94	1.52	0.75
Strato C	Da 1.3 m a 1.6 m circa	70	93	52	2.19	1.92	0

dove:

NSPT = numero di colpi SPT correlati

(*) = vengono assunti cautelativamente come riferimento i valori medi minimi della campagna effettuata

Y (T/m3) = peso di volume del terreno

Y_s (T/m3) = peso di volume saturo del terreno

Ø (°) = angolo di attrito efficace

Cu (kg/cmq) = coesione non drenata

6.1 Ricostruzione stratigrafica

In base all'interpretazione dei dati di terreno, è possibile ricostruire una probabile successione stratigrafica basata sulle verticali indagate, in cui lo strato A sarebbe composto verosimilmente da argilla limosa, lo strato B da limo sabbioso, mentre lo strato C da sabbia e ghiaia.

Al fine di rendere più chiara la situazione geologica-geotecnica e per riassumere quanto è stato scritto nei capitoli precedenti si è provveduto ad una ricostruzione, di massima, della probabile situazione stratigrafica usando come riferimento i dati raccolti attraverso le indagini dirette ed indirette effettuate in sito.

<i>Ipotesi stratigrafica 1</i>	<i>Profondità (m)</i>	<i>Ø (°)</i>	<i>Cu (kPa)</i>	<i>Descrizione</i>
Strato A	Da 0.0 m a 0.5 m circa	-	0.31	Argilla limosa
Strato B	Da 0.5 m a 1.3 m circa	30	0.75	Limo sabbioso
Strato C	Da 1.3 m a 1.6 m circa	52	0	Sabbia e ghiaia

6.2 Scelta tipologica delle opere di fondazione

La tipologia delle opere di fondazione è consona alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche. Nel caso degli elementi componenti la sottostazione, la struttura di fondazione è costituita da **fondazioni dirette**. Nel caso degli aerogeneratori, la struttura di fondazione è costituita da **fondazioni indirette di tipo a pali**.

7. VERIFICHE DI SICUREZZA

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;
- R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'Approccio 2 come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione A1+M1+R3. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

Tabella 1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 2018.

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\phi_k$	γ_ϕ	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1,00	1,00

Tabella 2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Verifica	Coefficiente Parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 3: Coefficienti parziali R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Per le varie tipologie di fondazioni sono di seguito elencate le metodologie ed i modelli usati per il calcolo del carico limite ed i risultati di tale calcolo.

7.1 Carico limite fondazioni dirette

La formula del carico limite esprime l'equilibrio fra il carico applicato alla fondazione e la resistenza limite del terreno. Il carico limite è dato dalla seguente espressione:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

In cui:

c = coesione del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;

q = $\gamma \cdot D$ = pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione; γ = peso unità di volume del terreno al di sopra del piano di posa della fondazione; D = profondità del piano di posa della fondazione;

B' = larghezza ridotta della suola di fondazione (vedi NB); L = lunghezza della fondazione;

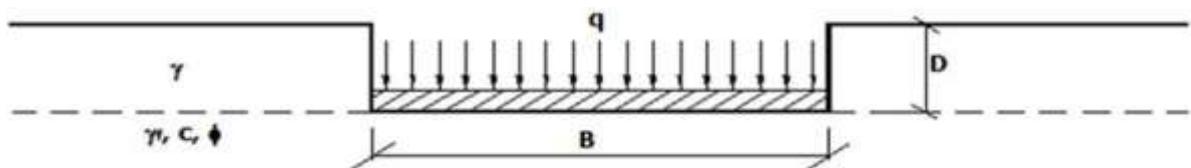
γ_f = peso unità di volume del terreno al disotto del piano di posa della fondazione; N_c, N_q, N_γ fattori di capacità portante;

s, d, i, g, b, Y, r = coefficienti correttivi.

NB: Se la risultante dei carichi verticali è eccentrica, B e L saranno ridotte rispettivamente di: $B' = B - 2 \cdot eB$ eB = eccentricità parallela al lato di dimensione B;

$L' = L - 2 \cdot eL$ eL = eccentricità parallela al lato di dimensione L; con $B' \leq L'$.

dove:



Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$N_c = 2 + \pi$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$
$N_q = 1$	$N_q = K_p \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$
$N_\gamma = 0$ $N_\gamma = -2 \cdot \sin \omega$	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$
se $\omega = 0$ se $\omega \neq 0$	

Tabella 4: Calcolo dei fattori N_c, N_q, N_γ

dove:

- k_p = è il coefficiente di spinta passiva di Rankine;
- F = angolo di attrito del terreno al disotto del piano di posa della fondazione;
- ω = angolo di inclinazione del piano campagna.

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$s_c = 1 + \frac{B'}{(2 + \pi) \cdot L'}$	$s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B'}{N_c \cdot L'}$
$s_q = 1$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$
$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 - 0.40 \cdot \frac{B'}{L'}$

Tabella 5: Calcolo dei fattori di forma s_c, s_q, s_γ

con $B'/L' < 1$.

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$d_c = 1 + 0.4 \cdot K$	$d_c = d_q \cdot \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$d_q = 1$	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$
$d_\gamma = 1$	$d_\gamma = 1$

Tabella 6: Calcolo dei fattori di profondità del piano di posa d_c, d_q, d_γ

Si definisce il seguente parametro:

$$K = \frac{D}{B'} \text{ se } \frac{D}{B'} \leq 1;$$

$$K = \arctg\left(\frac{D}{B'}\right) \text{ se } \frac{D}{B'} > 1.$$

Si definisce il seguente parametro:

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \text{ se la forza H è parallela alla direzione trasversale della fondazione}$$

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \text{ se la forza H è parallela alla direzione longitudinale della fondazione}$$

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta \text{ se la forza H forma un angolo } \theta \text{ con la direzione longitudinale}$$

Terreni coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni incoerenti ($c = 0, \phi \neq 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{c \cdot N_c \cdot B \cdot L}$	$i_c = 0$	$i_c = i_q \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$i_q = 1$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^m$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^m$
$i_y = 0$	$i_y = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^{m+1}$	$i_y = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$

Tabella 7: Calcolo dei fattori di inclinazione del carico i_c, i_q, i_y

dove:

- H = componente orizzontale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione;
- V = componente verticale dei carichi agente sul piano di posa della fondazione.

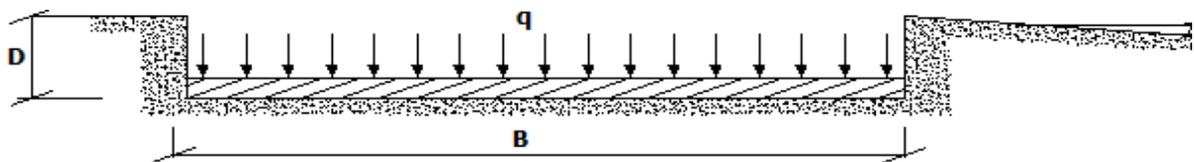
Indicando con ω la pendenza del piano campagna, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \omega}{(2 + \pi)}$	$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$	$b_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$
$b_y = b_q / \cos \omega$	$b_y = b_q / \cos \omega$

Tabella 8: Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di campagna b_c, b_q, b_y

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:

$\omega < F; \omega < 45^\circ$.

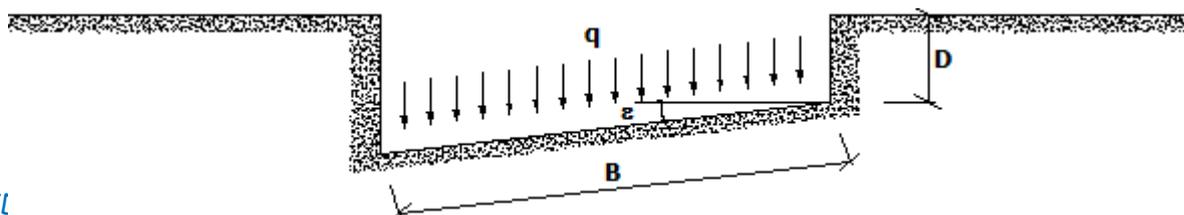


Indicando con ε la pendenza del piano di posa della fondazione, si ha:

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$g_c = 1 - \frac{2 \cdot \varepsilon}{(2 + \pi)}$	$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$g_q = 1$	$g_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2$
$g_y = 1$	$g_y = g_q$

Tabella 9: Calcolo dei fattori di inclinazione del piano di posa g_c, g_q, g_y

Per poter applicare tali coefficienti correttivi deve essere verificata la seguente condizione:



SEI

(territoriali)

viale Europa 68/b 33054 Lignano Sabbiadoro (UD)

27

160

Si definisce l'indice di rigidezza del terreno come:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \cdot \tan \phi}$$

Dove:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = \text{modulo d'elasticità tangenziale del terreno};$$

E= modulo elastico del terreno (nei calcoli è utilizzato il modulo edometrico);

ν = modulo di Poisson. Sia in condizioni non drenate che drenate è assunto pari a 0,5 (a vantaggio di sicurezza);

σ = tensione litostatica alla profondità D+B/2.

La rottura a punzonamento si verifica quando i coefficienti di punzonamento Y_c , Y_q , Y_γ sono inferiori all'unità; ciò accade quando l'indice di rigidezza I_r si mantiene inferiore al valore critico:

$$I_r < I_{r,crit} = \frac{1}{2} \cdot e^{\left[\left(3.3 - 0.45 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]}$$

Terreni puramente coesivi ($c \neq 0, \phi = 0$)	Terreni dotati di attrito e coesione ($c \neq 0, \phi \neq 0$)
$\psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B'}{L'} + 0.6 \cdot \text{Log} I_r$	$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_c \cdot \tan \phi}$
$\psi_q = 1$	$\psi_q = e^{\left\{ \left(0.6 \cdot \frac{B'}{L'} - 4.4 \right) \tan \phi + \frac{3.07 \sin \phi \cdot \text{Log}(2 I_r)}{1 + \sin \phi} \right\}}$
$\psi_\gamma = 1$	$\psi_\gamma = \psi_q$

Tabella 10: Calcolo dei fattori di riduzione per rottura a punzonamento Y_c , Y_q , Y_γ

Bowles, al fine di limitare il contributo del termine “B·N_γ”, che per valori elevati di B porterebbe ad ottenere valori del carico limite prossimi a quelli di una fondazione profonda, propone il seguente fattore di riduzione r_γ :

$$r_\gamma = 1 - 0.25 \cdot \text{Log}(B/2) \quad \text{con } B \geq 2 \text{ m}$$

Nella tabella sottostante sono riportati una serie di valori del coefficiente r al variare della larghezza dell'elemento di fondazione.

B [m]	2	2.5	3	3.5	4	5	10	20	100
r_γ	1,00	0,97	0,95	0,93	0,92	0,90	0,82	0,75	0,57

Tabella 11: Correzione per fondazione tipo piastra

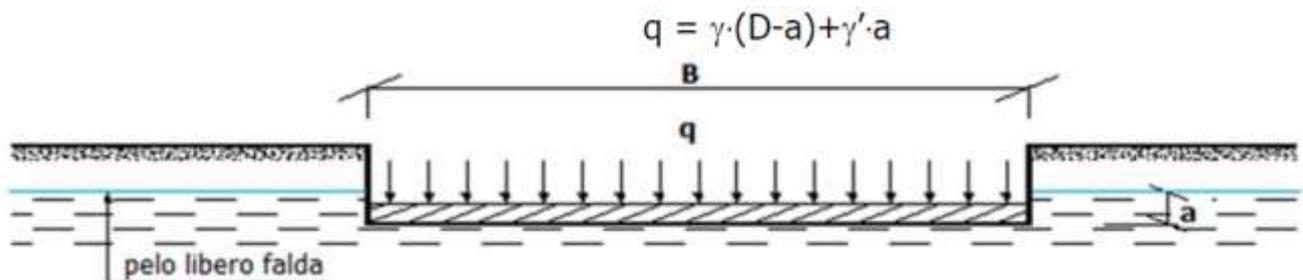
Questo coefficiente assume particolare importanza per fondazioni larghe con rapporto D/B basso, caso nel quale il termine “B·N_γ” è predominante.

Calcolo del carico limite in presenza di falda

Se il pelo libero della falda è compreso fra il piano campagna ed il piano di posa della fondazione, ad un'altezza a sopra il piano di posa, l'espressione generale del carico limite, valutato in termini di tensioni effettive, diviene:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma'_f \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma + \gamma_{H_2O} \cdot a$$

dove la tensione litostatica al piano di posa è valutata come:

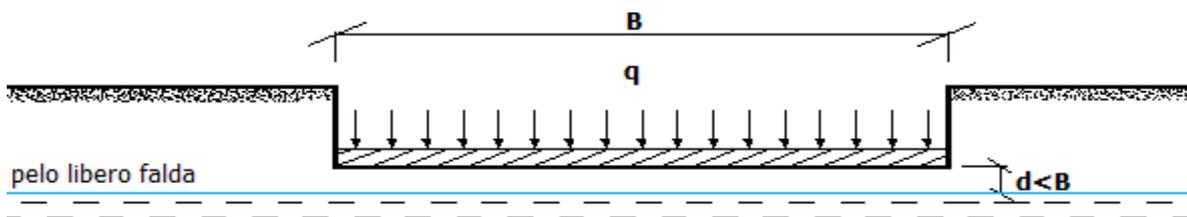


Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano di posa della fondazione di una profondità d, tale che:

$$D \leq d \leq D+B, \text{ o in altri termini } d < B$$

l'espressione generale del carico limite, valutato in termini di tensioni effettive, diviene:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot \Psi_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot \Psi_q + \frac{B'}{2} \cdot \left[\gamma'_f + (\gamma_f - \gamma'_f) \cdot \frac{d}{B'} \right] \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$



Se il pelo libero della falda è al di sotto del piano campagna di una profondità d, tale che: $d \geq D+B$, o in altri termini $d \geq B$

la presenza della falda viene trascurata.

Calcolo del carico limite in condizioni non drenate

L'espressione generale del carico limite, valutato in termini di tensioni totale, diventa:

$$q_{lim} = c_u \cdot (2 + \pi) \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q + \frac{B'}{2} \cdot \gamma_{sat} \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot r_\gamma$$

dove:

c_u = coesione non drenata;

γ_{sat} = peso unità di volume del terreno in condizioni di saturazione.

N.B: Nel calcolo in condizioni non drenate (situazione molto rara per un terreno incoerente) si assume, sempre e comunque, che l'angolo di attrito F sia nullo ($F = 0$).

Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alla verifica dello stato limite di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Si precisa che il valore relativo alla colonna Qd,Rd, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza Rd, ossia il rapporto fra il carico limite qlim (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza R relativo alla capacità portante del complesso terreno-fondazione, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza R è stato assunto pari a 2,3 (tabella 6.4.I del D.M. 2018).

Si precisa che, nella sottostante tabella:

- la coppia QEd e Qd,Rd è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che da luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS);
- nelle colonne "per Nq, per Nc e per Ny", relative ai "Coef. Cor. Terzaghi", viene riportato il prodotto tra i vari coefficienti correttivi presenti nell'espressione generale del carico limite. Ad esempio si è posto:

Coef. Cor. Terzaghi per Nq = $s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot Y_q \cdot z_q$ Coef. Cor. Terzaghi per Nc = $s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot Y_c \cdot z_c$

Coef. Cor. Terzaghi per N = $s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \cdot Y_\gamma \cdot r_\gamma \cdot z_\gamma \cdot c_\gamma$

7.2 Calcolo dei cedimenti

Noti gli incrementi di tensione nei vari strati, per il calcolo dei cedimenti viene adottato il metodo edometrico di Terzaghi, distinguendo tra terreni a grana grossa e terreni a grana fine.

- Terreni a grana grossa

Per questi terreni i cedimenti si estinguono immediatamente per cui il cedimento iniziale (w_0) coincide con quello finale (w_f).

In tal caso, per il calcolo del cedimento, sarebbe indispensabile far ricorso a procedimenti empirici che utilizzano i risultati di prove in sito.

Viste le difficoltà e l'incertezza nella stima di specifici parametri geotecnici, il cedimento è stato valutato utilizzando il metodo edometrico.

- Terreni a grana fina

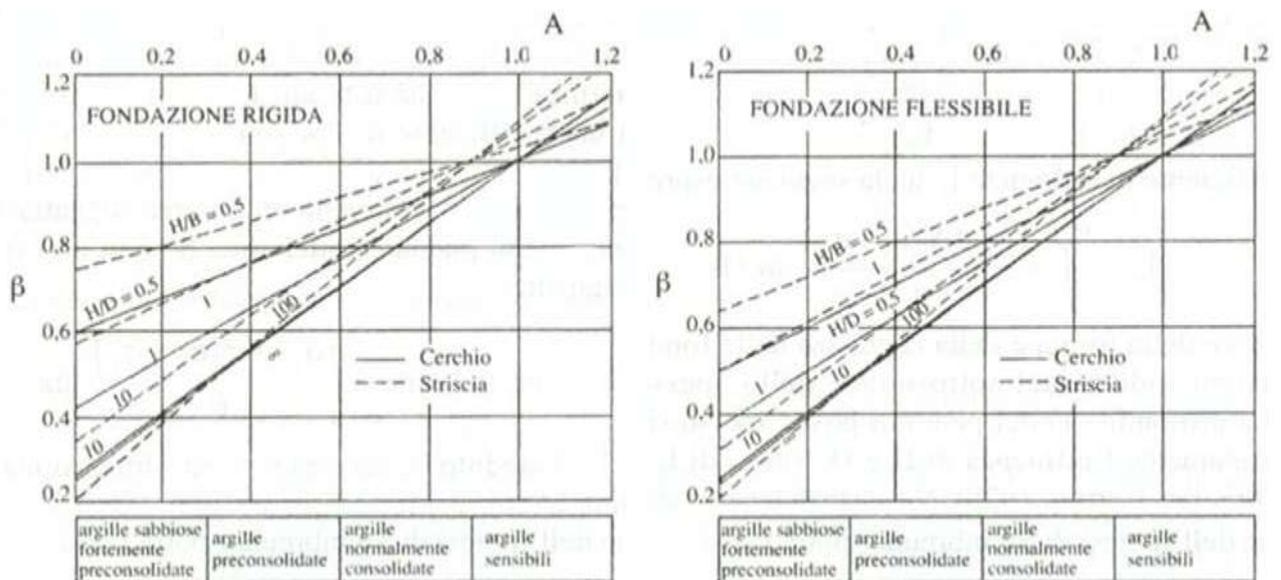
Il metodo edometrico fornisce il cedimento a lungo termine, NON consentendo di valutare il cedimento iniziale. Calcolato l'incremento di tensioni nei vari strati, ognuno di spessore H_i e modulo $E_{ed,i}$, il cedimento edometrico risulta pari a:

$$W_{ed} = \sum_i \frac{\Delta\sigma_i}{E_{ed,i}} \cdot H_i$$

Per la stima del cedimento di consolidazione si utilizza il metodo di Skempton e Bjerrum che esprime tale cedimento come un'aliquota di quello edometrico, pertanto:

$$W_c = \beta \cdot W_{ed}$$

I valori del coefficiente β sono riportati in grafici in funzione della rigidezza della fondazione, della forma della fondazione, dello spessore dello strato deformabile e del coefficiente di Skempton "A" (vedi figura sottostante).



Il coefficiente “A” di Skempton può essere ricavato in funzione del grado di consolidazione del terreno come indicato nella seguente tabella.

Grado di consolidazione del terreno	A _{Skempton}
basso	0,75 ÷ 1,50
normale	0,50 ÷ 1,00
poco sovraconsolidato	0,20 ÷ 0,50
molto sovraconsolidato	0,00 ÷ 0,25

Il cedimento iniziale w₀ è calcolato con la teoria dell’elasticità in termini di tensioni totali secondo la seguente espressione:

in cui:

Eu è il modulo di elasticità NON drenato;

q è il carico (medio ripartito) sulla fondazione; B è la larghezza caratteristica della fondazione, I_w è il coefficiente di influenza.

Il coefficiente di influenza I_w ha la seguente espressione:

$$I_w = \int_0^{H/B} \frac{\sigma_z - 0.5 \cdot (\sigma_x + \sigma_y)}{q} dz / B$$

in cui H è lo spessore dello strato deformabile e le σ_x e σ_y sono calcolate con un coefficiente di Poisson che, in condizioni NON drenate, è assunto pari a 0,5.

Il modulo di elasticità NON drenato di un terreno può essere ricavato dalla seguente tabella in cui è messo in relazione con la coesione NON drenata (c_u), l'indice di plasticità (I_p) e il grado di consolidazione del terreno (OCR). Tuttavia il tecnico è libero di inserire manualmente tali parametri qualora siano state fatte indagini specifiche relative alla loro determinazione.

Rapporto $K_u = (E_u / c_u)$			
Grado di consolidazione del terreno (OCR)	$I_p < 0,3$	$0,3 < I_p < 0,5$	$I_p > 0,5$
basso/normale (< 3)	800	400	200
poco sovraconsolidato (da 3 a 5)	500	300	150
molto sovraconsolidato (> 5)	300	200	100

Il cedimento finale è pari a:

$$w_f = w_o + w_c.$$

7.3 Calcolo delle distorsioni angolari

Noti i cedimenti in un certo numero di punti significativi, è possibile calcolare le distorsioni angolari (β) come:

$$\beta_{ij} = \Delta w_{ij} / L_{ij};$$

dove:

- Δw_{ij} : cedimento differenziale tra i punti i e j;
- L_{ij} : distanza tra la coppia di punti i e j.

7.4 Verifica a scorrimento sul piano di posa

La verifica a scorrimento sul piano di posa della fondazione, eseguita allo SLU (SLV), consiste nel confronto fra la forza agente parallelamente al piano di scorrimento (azione, F_d) e la resistenza (**Rd**), **ossia la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.**

La resistenza R_d della fondazione allo scorrimento è data dalla somma di tre componenti:

- 1) Componente dovuta all'attrito $FRD1$, pari a:

$$F_{RD1} = N_d \cdot \tan \alpha;$$

dove:

N_d = carico efficace di progetto, normale alla base della fondazione;

F = angolo di resistenza a taglio (d'attrito) del terreno a contatto con la fondazione.

- 2) Componente dovuta all'adesione FRD2, pari a:

$$F_{RD2} = A' \cdot c;$$

dove:

A' = superficie efficace della base della fondazione;

c = coesione del terreno, pari alla coesione efficace (c') in condizioni drenate o alla coesione non drenata (c_u) in condizioni non drenate.

- 3) Componente dovuta all'affondamento FRD3 della fondazione. Tale eventuale contributo resistente è dovuto alla spinta passiva che si genera sul lato verticale della fondazione quando le forze orizzontali la spingono contro lo scavo (incasso).

Si evidenzia che nel caso in cui lo sforzo normale sia di trazione i primi due contributi vengono annullati.

Inoltre, nel caso in cui il terreno sia dotato di coesione non drenata e attrito, il programma esegue la verifica a scorrimento ignorando il contributo dovuto all'attrito terra-fondazione e calcola l'aliquota dovuta all'adesione con riferimento alla coesione non drenata.

Si precisa che il valore relativo alla colonna FRd, di cui nella tabella seguente, è da intendersi come il valore di progetto della resistenza allo scorrimento R_d , ossia il rapporto fra la resistenza ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R relativo allo scorrimento della struttura di fondazione su piano di posa, in relazione all'approccio utilizzato. Nel caso in esame il coefficiente parziale di sicurezza R è stato assunto pari a 1,10 (tabella 6.4.I del D.M. 2018).

7.5 Carico limite per i pali

Calcolo del carico limite verticale

Per il calcolo del carico limite verticale viene adottato il metodo dell'equilibrio limite in base al quale il carico limite verticale q_{lim} è dato dalla somma della resistenza laterale P_l e della resistenza alla punta P_p :

$$q_{lim} = P_p + P_l$$

Stimando il carico limite sia in condizione drenate che non drenate è fondamentale nella stratigrafia il comportamento del singolo strato (coerente/incoerente). In particolare se uno strato è stato dichiarato

34

SEDI: (legale e operativa) via G. Carducci, 15 24068 Seriate (BG) - P.IVA : 04755800960
(territoriali) viale Europa 68/b 33054 Lignano Sabbiadoro (UD)

Tel: +39 329 2289939 www.applisasgeoservizi.com e-mail: a.velicogna@libero.it
Facebook: <http://www.facebook.com/Apllisas>

incoerente il suo contributo al carico limite viene sempre valutato in condizioni drenate a prescindere dal metodo di calcolo richiesto (drenato/non drenato).

La resistenza alla punta (P_p) si calcola con la seguente formula:

$$P_p = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot (c \cdot N_c + q \cdot N_q)$$

dove:

- per la determinazione dei valori di N_q vengono usati i grafici di Berezantzev $N_q = N_q(L/D; \varphi)$ in cui L è la lunghezza del palo, D è il diametro e φ è l'angolo di attrito;
- $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi$;
- c è la coesione;

q è la pressione litostatica alla punta del palo.

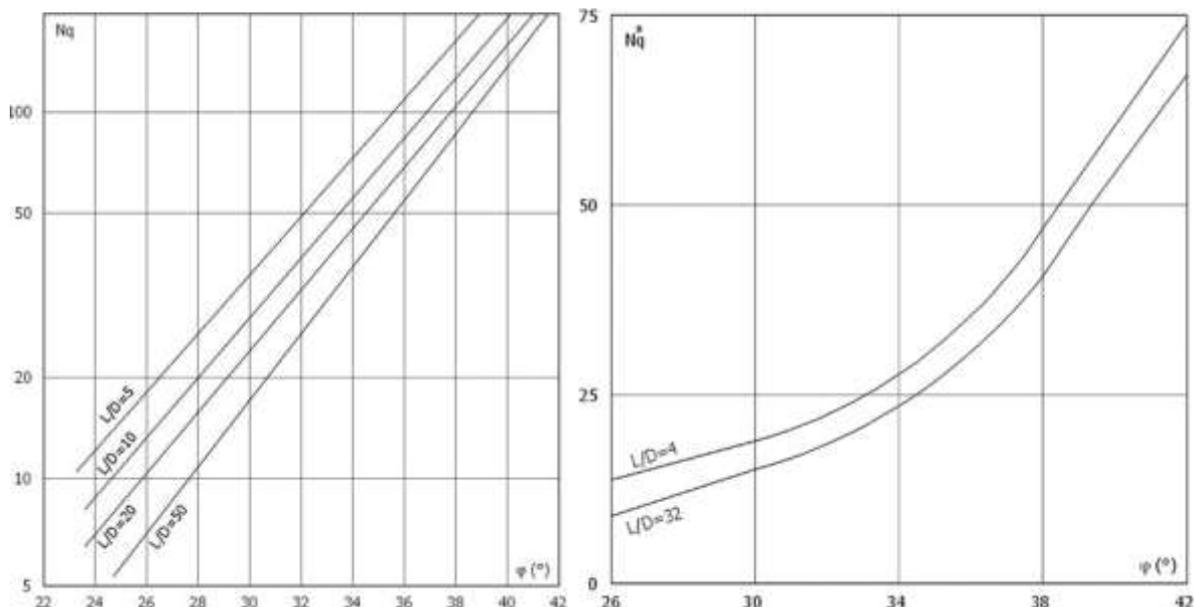
Nel calcolo della resistenza alla punta si fa distinzione tra condizioni drenate e non drenate.

In caso di condizioni:

- drenate si assume $c = c'$ (coesione efficace) e q calcolata per pressioni effettive.
- non drenate si assume $q = q_{tot}$ (pressione totale), $c = c_u$ (coesione non drenata), $F = 0$ e $N_c = 9$.

Se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato coerente la stima della resistenza alla punta viene fatta in condizioni drenate o non drenate a seconda del metodo di calcolo richiesto. Viceversa, se lo strato in cui arriva il palo è stato dichiarato incoerente la stima della resistenza alla punta viene fatta sempre in condizioni drenate indipendentemente dal tipo di calcolo richiesto (drenato o non drenato).

Vengono distinti i casi di pali di medio diametro e di grande diametro (> 80 cm). Per questi ultimi, visto che la resistenza alla punta viene mobilitata dopo un cedimento che può essere anche significativo, si utilizza un valore di N_q^* ridotto rispetto a N_q .



Per il calcolo della resistenza laterale (PI) si usa invece la formula:

$$PI = \pi \cdot D \cdot L \cdot s,$$

in cui s è la somma di un termine di adesione a indipendente dalla tensione normale (orizzontale σ_h) e da un termine attritivo dipendente da quest'ultima e dalla tecnologia con cui viene realizzato il palo (battuto, trivellato, ...):

$$s = a + \sigma_h \cdot \mu,$$

con μ dipendente dalla scabrezza dell'interfaccia palo/terreno.

Anche per il calcolo della resistenza laterale si distingue tra condizioni drenate e non drenate. In condizioni drenate si assume $a = 0$, pertanto, $s = \sigma_h \cdot \mu$ [con $\mu = \tan(F \cdot A)$, dove A è il coefficiente riduttivo relativo all'attrito palo-terreno]. In condizioni non drenate si assume che l'adesione sia un'aliquota della coesione non drenata, per cui $a = \alpha \cdot c_u$ con α dipendente dalla tecnologia esecutiva del palo stesso.

In caso di terreni stratificati la resistenza laterale è la somma delle resistenze offerte dai singoli strati, calcolate a seconda della tipologia del terreno (coerente/incoerente).

Pertanto, il calcolo del palo in condizioni non drenate, per gli strati coerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione della coesione non drenata, mentre per gli strati incoerenti in funzione dell'attrito.

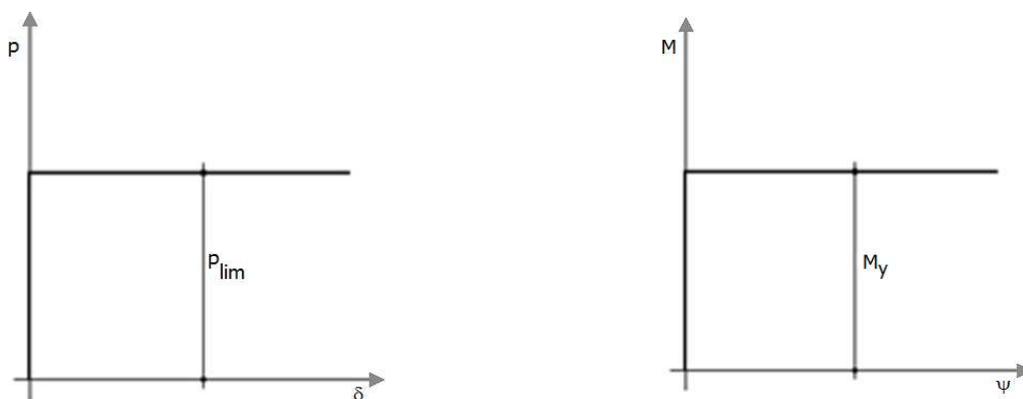
Invece, richiesto un calcolo del palo in condizioni drenate, sia per gli strati coerenti che per quelli incoerenti il contributo alla portanza laterale del singolo strato viene stimato in funzione dell'attrito.

Calcolo del Carico Limite Orizzontale per terreni monostrato

Per la valutazione del carico limite orizzontale si è fatto riferimento alla teoria di Broms e al caso di pali supporti vincolati in testa (rotazione impedita).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento e resta poi costante al crescere dello spostamento;
- forma del palo influente rispetto al carico limite orizzontale il quale risulta influenzato solo dal diametro del palo stesso;
- in presenza di forze orizzontali la resistenza della sezione strutturale del palo può essere chiamata in causa poiché il regime di sollecitazione di flessione e taglio che consegue all'applicazione di forze orizzontali è molto più gravoso dello sforzo normale che consegue all'applicazione di carichi verticali;
- anche il comportamento flessionale del palo è assunto di tipo rigido-perfettamente plastico, cioè le rotazioni plastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non attinge al valore M_{plast} ovvero Momento di plasticizzazione. A questo punto nella sezione si forma una cerniera plastica ovvero la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.



Comportamento palo-terreno Comportamento flessionale del palo

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra:

- il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo;
- il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo.

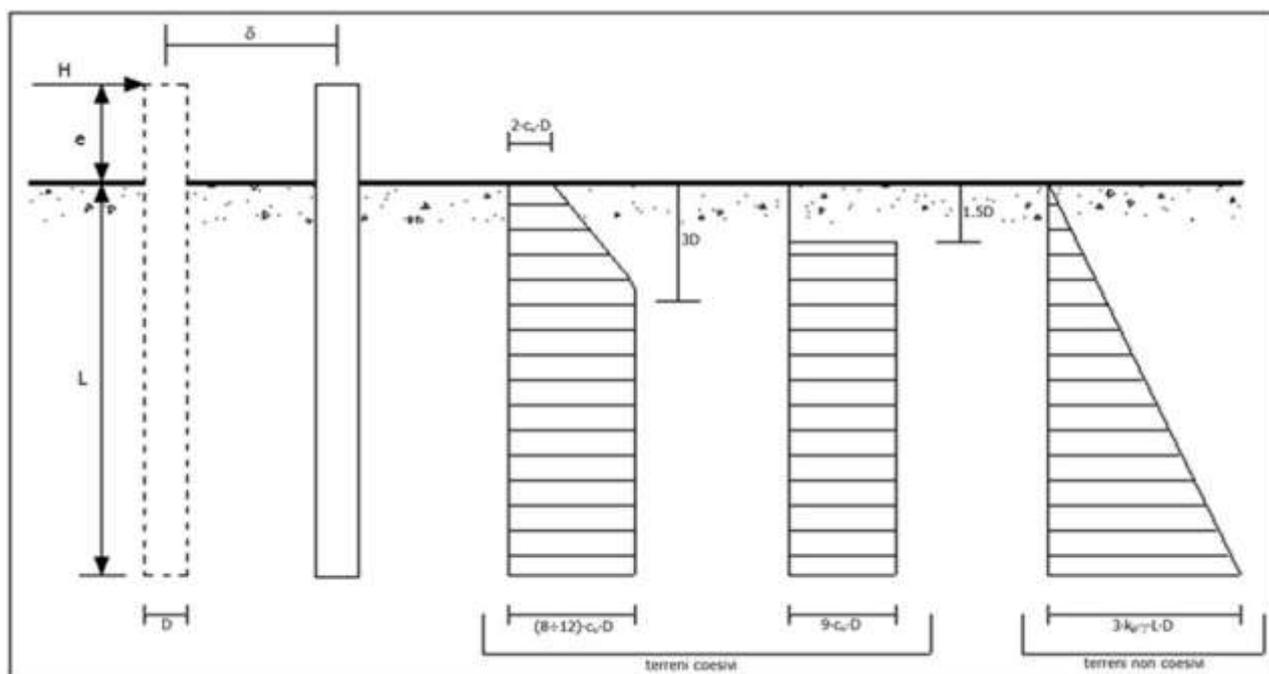
Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto).

Mentre, il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno d'infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio, con la formazione rispettivamente di due ed una cerniera plastica).

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che esso può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale e dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo.

Per quanto riguarda la resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms, si considerano separatamente i casi di:

1. terreni coesivi o coerenti (rottura non drenata);
2. terreni non coesivi o incoerenti (rottura drenata).



Andamento della resistenza del terreno, secondo la teoria di Broms

Quindi, nella fase di calcolo, occorre verificare se il meccanismo di rottura del palo è per:

- Palo corto (plasticizzazione terreno)

- Palo intermedio (plasticizzazione palo)
- Palo lungo

Nel caso di terreni non coesivi ($c=0$), la teoria di Broms assume che la resistenza laterale sia variabile linearmente con la profondità dal valore $p = 0$ (in testa) fino al valore $p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot L \cdot D$ (alla base), essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva. Nel calcolo della resistenza laterale si tiene conto dell'eventuale interrimento della testa del palo rispetto al piano campagna, il che comporta che la pressione litostatica in testa al palo sia non nulla. Inoltre, un ulteriore settaggio, presente nelle preferenze del software, consente di trascurare o meno la presenza della falda nella valutazione della pressione litostatica. **Per quanto riguarda i terreni coesivi la resistenza laterale parte in testa al palo con un valore di $p = 2 \cdot c_u \cdot D$, cresce linearmente fino alla profondità $3D$ per poi rimanere costante e pari a $p = (8 \div 12) \cdot c_u \cdot D$ per tutta la lunghezza del palo. In alternativa, è possibile utilizzare un diagramma semplificato, di valore $p = 0$ fino alla profondità $1,5 \cdot D$ e con valore costante e pari a $9 \cdot c_u \cdot D$ per tutta la lunghezza del palo.**

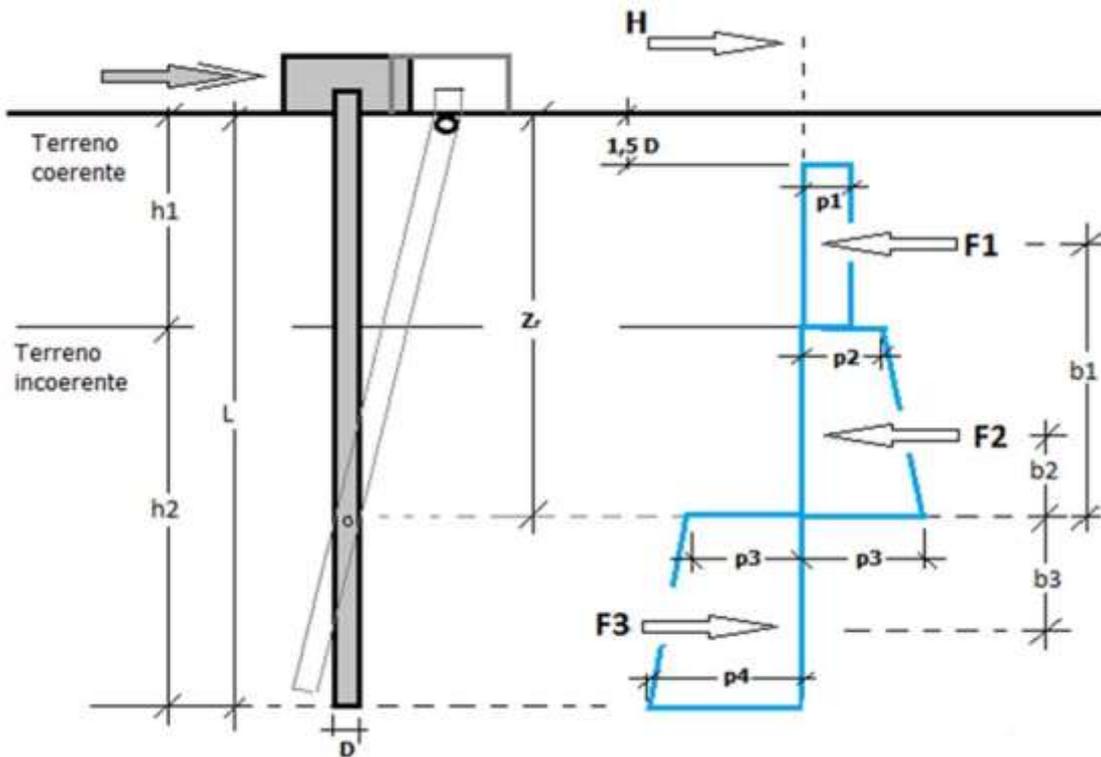
Oltre ai parametri meccanici del terreno viene considerato anche il Momento Ultimo M_p del palo che è funzione oltre che dell'armatura anche dello sforzo assiale agente. Se il comportamento è a palo lungo viene calcolata anche la profondità di formazione della seconda cerniera plastica.

Calcolo del Carico Limite Orizzontale per terreni stratificati

La teoria di Broms è formulata per terreni omogenei, di tipo coerente o incoerente; in caso di terreni stratificati, la teoria di Broms viene generalizzata formulando le seguenti ipotesi aggiuntive, rispetto al caso del terreno monostrato:

- terreno coerente: la resistenza laterale per unità di superficie p_i viene considerata costante, secondo l'ipotesi di Broms, a partire da una profondità pari ad $1,5 \cdot D$, ritenendo nulla la reazione per strati di altezza inferiore a $1,5 \cdot D$. La resistenza p_i è indipendente dalla pressione litostatica.
- terreno incoerente: la resistenza laterale per unità di superficie p_i varia con legge lineare lungo l'altezza, secondo l'ipotesi di Broms. La resistenza p_i è dipendente dalla pressione litostatica $\gamma \cdot z$, per cui nel calcolo di tali resistenze si tiene conto del peso degli eventuali strati sovrastanti. Un ulteriore settaggio, presente nelle preferenze del software, consente di trascurare o meno la presenza della falda nella valutazione della pressione litostatica.

Per un terreno di due strati lo schema considerato è il seguente:



Palo CORTO

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo non subisca plasticizzazioni. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione rigida.

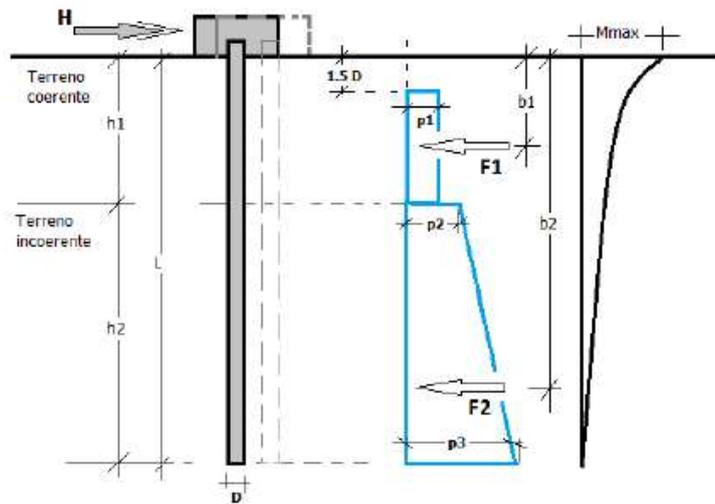
Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$$\begin{aligned}
 p_1 &= 9 \cdot c_u \cdot D; \\
 p_2 &= 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1; \\
 p_3 &= 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2).
 \end{aligned}$$

Da cui:

$$\begin{aligned}
 F_1 &= p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D); \\
 F_2 &= (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2.
 \end{aligned}$$

Indicando con M_p il momento resistente del palo, se risulta $M_{max} = F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 < M_p$ l'ipotesi di palo corto è soddisfatta, altrimenti occorre procedere con l'ipotesi di palo intermedio.



Palo INTERMEDIO

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo subisca una plasticizzazione all'attacco con la fondazione e che al piede sia presente un vincolo alla traslazione orizzontale. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione ed una rotazione rigida.

Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$$p_1 = 9 \cdot c_u \cdot D;$$

$$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1;$$

$$p_3 =$$

$$3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2).$$

Da cui:

$$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D);$$

$$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2.$$

Applicando

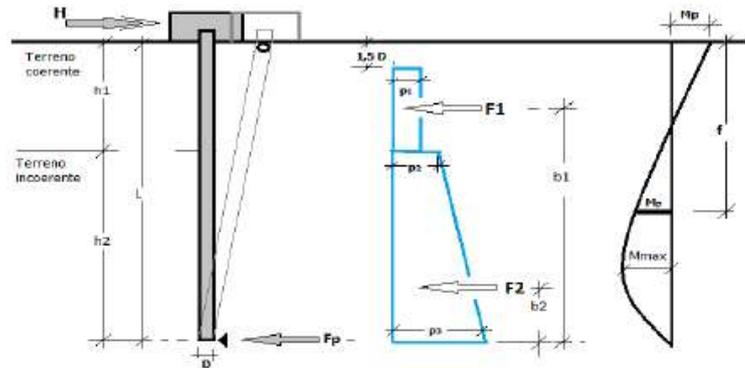
l'equilibrio alla rotazione intorno al piede del palo:

$$M_p + F_1 \cdot b_1 + F_2 \cdot b_2 - H \cdot L = 0$$

si determina il valore dell'azione H che sollecita il palo.

Una volta note tutte le forze in gioco, si determina il diagramma del momento lungo il fusto del palo.

Indicando con M_p il momento resistente del palo, se risulta $M_{max} < M_p$ l'ipotesi di palo intermedio è soddisfatta, altrimenti occorre procedere con l'ipotesi di palo lungo.



Palo LUNGO

Si valuta il diagramma dei momenti, ipotizzando che il palo subisca una plasticizzazione all'attacco con la fondazione e lungo il fusto. Sotto l'azione della forza H il palo subisce una traslazione ed una rotazione rigida.

Nell'ipotesi di cui in figura seguente, le resistenze laterali valgono:

$$p_1 = 9 \cdot c_u \cdot D;$$

$$p_2 = 3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot \gamma_1 \cdot h_1;$$

$$p_3 =$$

$$3 \cdot k_{p,2} \cdot D \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2).$$

Da cui:

$$F_1 = p_1 \cdot (h_1 - 1,5 \cdot D);$$

$$F_2 = (p_1 + p_2) \cdot h_2 / 2.$$

Applicando

l'equilibrio alla traslazione si ha:

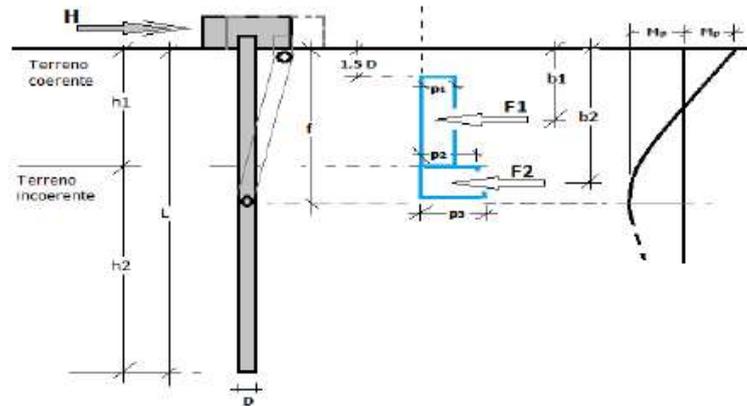
$$H = F_1 + F_2$$

Imponendo

l'equilibrio alla rotazione intorno alla seconda cerniera plastica:

$$H \cdot f - F_1 \cdot (f - b_1) - F_2 \cdot (f - b_2) - 2M_p = 0$$

si determina la profondità f della seconda cerniera plastica.



Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)

Di seguito si riporta una tabella riepilogativa relativa alle verifiche delle fondazioni su pali eseguite per i seguenti stati limite:

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali.

Si precisa che i valori relativi alle colonne QRd, di cui nella tabella relativa alle verifiche, sono da intendersi come il valore di progetto della resistenza Rd ossia il rapporto fra il carico limite qlim (calcolato come sopra esposto) ed il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_R , relativo all'approccio utilizzato.

Resistenza	Simbolo	infissi	trivellati	ad elica continua
	γ_R	R3	R3	R3
Base	γ_b	1,15	1,35	1,30
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale ^(*)	γ_t	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,25	1,25

Tabella 12: Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (cfr. D.M. 2018)

Il coefficiente γ_R da applicare alla resistenza dei pali soggetti a carichi trasversali è assunto pari a 1,30 (cfr. tabella 6.4.VI D.M. 2018).

Con riferimento alle procedure analitiche che prevedono l'utilizzo dei parametri geotecnici, il valore caratteristico della resistenza R_k è dato dal valore ottenuto applicando alle resistenze calcolate R_{cal} i fattori di correlazione ξ riportati nella tabella 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_k = R_{cal}/\xi^3.$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40

Tabella 13: Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate (cfr. D.M. 2018).

Si precisa che, nella sottostante tabella, la coppia QEd,V - QRd,V e QEd,O - QRd,O è relativa alla combinazione di carico, fra tutte quelle esaminate, che dà luogo al minimo coefficiente di sicurezza (CS).

N.B: il valore del QEd,V rappresenta l'azione agente sulla testa del palo a cui si sottrae la differenza fra il peso del palo ed quello del volume di terreno occupato dal palo.

7.6 Verifiche

È opportuno sottolineare come allo stato attuale si disponga di informazioni limitate per la valutazione del carico limite di eventuali pali di fondazione. Si prescrive, al fine di correttamente dimensionare le opere di fondazione, la realizzazione di sondaggi esplorativi in corrispondenza della realizzazione di ciascuna opera.

Si riporta di seguito un valore stimato della portanza di un palo singolo, limitatamente alle profondità indagate durante la campagna di indagini *in situ* e coi limiti strumentali delle apparecchiature usate relativamente all'ipotesi stratigrafica.

prof (m)	peso terreno secco kN/m3	peso terreno saturo kN/m3	delta sigma pesi kN/m2	delta acqua falda kN/m2	SIGMA A EFFICACI kN/m2	SIGMA A TOTALE kN/m2	prof. liv. falda (m)	CU kPa	FI' (°)	CU ntc kPa	FI' ntc (°)	tan (2/3fi') NTC (-)	portata laterale unitaria (kN)	NTC PORTATA LAT. (kN)	NTC PORTATA BASE (kN)	NTC PORTATA TOTALE (kN)
0,0	14,5	18,3	0	1	0	0		0	0	0,31	0	0	0,1	0,1	2,2	2,3
0,1	14,5	18,3	1,83	-1	0,83	1,83		0	0	0,31	0	0	0,1	0,2	3,7	3,8
0,2	14,5	18,3	1,83	-1	1,66	3,66		0	0	0,31	0	0	0,1	0,2	5,1	5,3
0,3	14,5	18,3	1,83	-1	2,49	5,49		0	0	0,31	0	0	0,1	0,3	6,6	6,9
0,4	14,5	18,3	1,83	-1	3,32	7,32		0	0	0,31	0	0	0,1	0,4	8,0	8,4
0,5	14,5	18,3	1,83	-1	4,15	9,15		0	0	0,31	0	0	0,1	0,5	9,4	9,9
0,6	15,2	19,4	1,94	-1	5,09	11,09		1	30	0,75	30	0,349	0,4	0,9	14,1	15,0
0,7	15,2	19,4	1,94	-1	6,03	13,03		1	30	0,75	30	0,349	0,4	1,3	15,7	17,0
0,8	15,2	19,4	1,94	-1	6,97	14,97		1	30	0,75	30	0,349	0,5	1,8	17,2	19,0
0,9	15,2	19,4	1,94	-1	7,91	16,91		1	30	0,75	30	0,349	0,5	2,3	18,7	21,1
1,0	15,2	19,4	1,94	-1	8,85	18,85		1	30	0,75	30	0,349	0,6	2,9	20,3	23,2
1,1	15,2	19,4	1,94	-1	9,79	20,79		1	30	0,75	30	0,349	0,6	3,5	21,8	25,3
1,2	15,2	19,4	1,94	-1	10,73	22,73		1	30	0,75	30	0,349	0,7	4,2	23,3	27,5
1,3	15,2	19,4	1,94	-1	11,67	24,67		1	30	0,75	30	0,349	0,7	4,9	24,9	29,7
1,4	19,2	21,9	2,19	-1	12,86	26,86		0	52	0	52	0,607	0,4	5,3	3247,5	3252,8
1,5	19,2	21,9	2,19	-1	14,05	29,05		0	52	0	52	0,607	0,4	5,7	3548,0	3553,7
1,6	19,2	21,9	2,19	-1	15,24	31,24		0	52	0	52	0,607	0,5	6,2	3848,5	3854,7

TOT 3855 kN

8. CONCLUSIONI

Nello svolgimento dell'incarico, il cui prodotto finale è la seguente relazione, si sono accertate le condizioni geologiche, geotecniche e sismiche del sito indagato.

Le risultanze principali sono le seguenti:

- Sono presenti tre livelli con differente grado di addensamento. Lo spessore dei diversi strati varia notevolmente a seconda della verticale indagata. In quest'area infatti si riscontrano gli strati:
 - A: strato costituito da argilla limosa
 - B: strato costituito da limo sabbioso
 - C: strato costituito da sabbia e ghiaia
- Secondo la classificazione sismica corrente, il territorio in oggetto della città di Brindisi ricade in zona 2, caratterizzata da pericolosità sismica media;
- Sulla base dei dati acquisiti in campagna tramite indagine geofisica, il sito in esame ricade nella categoria di sottosuolo C (Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.) secondo le NTC 2018.
- Le caratteristiche sismiche e quindi di risposta del sito agli eventuali eventi sismici sono quelle attese per siti analoghi;
- Le indagini sismiche hanno suffragato e contribuito a ricostruire in maniera univoca il modello geotecnico di cui sopra.
- Considerata l'opera in costruzione e considerata l'ampia area su cui l'impianto verrà edificato, unitamente alla variabilità stratigrafica caratterizzante l'area in questione, si prescrive l'esecuzione di sondaggi geognostici puntuali per ciascuna opera realizzata
- Le informazioni di questo elaborato hanno valore puntuale e caratterizzano il terreno limitatamente alla profondità indagata.

Sulla base delle indagini effettuate e dei risultati analitici interpretativi, nel rispetto dei dati di caratterizzazione sopra riportati, da un punto di vista strettamente geologico, geomorfologico, geotecnico e idrologico, si è caratterizzato il terreno da un punto di vista sismico.

46

SEDI: (legale e operativa) via G. Carducci, 15 24068 Seriate (BG) - P.IVA : 04755800960
(territoriali) viale Europa 68/b 33054 Lignano Sabbiadoro (UD)

Tel: +39 329 2289939 www.applisasgeoservizi.com e-mail: a.velicogna@libero.it
Facebook: <http://www.facebook.com/Apllisas>

Seriata, 17 Luglio 2023

Dott. Alberto Velicogna



SEDI: (legale e operativa) via G. Carducci, 15 24068 Seriate (BG) - P.IVA : 04755800960
(territoriali) viale Europa 68/b 33054 Lignano Sabbiadoro (UD)

Tel: +39 329 2289939 www.applisasgeoservizi.com e-mail: a.velicogna@libero.it
Facebook: <http://www.facebook.com/Apllisas>

BIBLIOGRAFIA

- Brinch-Hansen, J. [1970] "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity" The Danish Geotechnical Institute, Bull. n.28, Copenhagen.
- Burland, J.B. e Burbidge, M.C. (1984) "Settlement of Foundations on Sand and Gravel", Glasgow and West of Schotland Association, Centenary Literature
- Per la cartografia: <http://www.isprambiente.gov.it> (cartografia geologica)
- PRG e VAS comune di Brindisi (BR)

ALLEGATI

- Caratteristiche penetrometro
- Resistenze all'avanzamento riscontrate
- Parametri geotecnici terreno
- Risultati indagine MASW
- Calcolo Vs equivalenti

LEGENDA SPECIFICHE TECNICHE PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

DIVERSE TIPOLOGIE DI PENETROMETRI DINAMICI

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

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) .

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella più sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

DIVERSE TIPOLOGIE DI PENETROMETRI DINAMICI Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici

Tipo	Sigla di riferimento	massa battente	prof.max indagine
Leggero	DPL (Light)	$M \div 10$	8 m
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25 m
Pesante	DPH (Heavy)	$40 < M < 60$	25 m
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M > 60$	> 25 m

Per la visione delle caratteristiche tecniche dei penetrometri, si rimanda alla sezione EDITOR PENETROMETRI.

I PENETROMETRI dinamici in uso in Italia risultano essere i seguenti (non rientranti però nello Standard ISSMFE) :

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)

massa battente M = 30 kg, altezza di caduta H = 0.20 m, avanzamento $\delta \approx 10$ cm, punta conica ($\alpha \approx 60-90^\circ$), diametro D = 35.7 mm, area base cono A = 10 cm² rivestimento / fango bentonitico : talora previsto

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)

massa battente M = 20 kg, altezza di caduta H = 0.20 m, avanzamento $\delta \approx 10$ cm, punta conica ($\alpha \approx 60-90^\circ$), diametro D = 35.7 mm, area base cono A = 10 cm² rivestimento / fango bentonitico : talora previsto

- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SCPT) (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)

massa battente M = 73 kg, altezza di caduta H = 0.75 m, avanzamento $\delta \approx 30$ cm, punta conica ($\alpha \approx 60^\circ$), diametro D = 50.8 mm, area base cono A = 20.27 cm² rivestimento : previsto secondo precise indicazioni

- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)

massa battente M = 63.5 kg, altezza caduta H = 0.75 m, avanzamento $\delta \approx 20-30$ cm, punta conica ($\alpha \approx 60^\circ$), diametro D = 50.5 mm , area base cono A = 20 cm², rivestimento / fango bentonitico : talora previsto .

PROVE PENETROMETRICHE MECCANICHE / ELETTRICHE SCHEDA PENETROMETRO	Riferimento	89-2023

Committente	LAUT ENGINEERING S.R.L.	
Cantiere	Impianto eolico	
Località	Scolpito (FG)	

DPM (Medium)		DPM (Medium)
Sigla	DPM (Medium)	Nominativo o sigla dello strumento
Beta eff.	2.00	Coefficiente Effettivo suggerito dal costruttore del penetrometro
M(massa)	30.0 kg	Massa del Maglio Battente agente sulla batteria di aste
H(maglio)	0.50 m	Altezza di caduta o corsa del maglio (toll. da 0.01m a 0.02m)
L(aste)	1.00 m	Lunghezza delle aste utilizzabili, variabile da 1.00m a 2.00m (toll. da 0.1% a 0.2%)
M(aste)	6.00 kg	Peso al metro lineare delle aste (N.B. indipendente dalla lunghezza delle aste)
M(sistema)	18 kg	Massa del complesso asta di guida - testa di battuta
A(punta)	10.00 cm²	Area della superficie laterale del cono della punta
Alfa(punta)	90 °	Angolo di apertura della punta conica variabile tra 60° e 90°
Prf.(1°asta)	0.80 m	Profondità di giunzione della prima asta infissa
N	0.10 m	Penetrazione standard, tratto di penetrazione per quale sono necessari Nx colpi
Rivest.	Si	Previsto uso di rivestimento delle aste o uso di fanghi
ø(punta)	35.70 mm	Diametro della punta conica integra, cioè non soggetta ad usura (toll. da 0.3 a 0.5mm)
MaxCE%	50.00 %	Massima compressione elastica consentita rispetto alla penetrazione
L/DM	2.00	Rapporto tra la lunghezza e il diametro del maglio di battuta
D(tb)	100.00 mm	Diametro della testa di battuta.
DEV(a)[<5m]	2.00 °	Deviazione massima delle aste dalla verticale nei primi 5.00 metri
DEV(a)[>5m]	1.00 °	Deviazione massima delle aste dalla verticale oltre i 5.00 metri
ECCmax(a)	0.02 mm	Massima eccentricità consentita alle aste
Dest(aste)	32.00 mm	Diametro esterno delle aste (toll. max 0.2mm)
Dint(aste)	9.00 mm	Diametro interno delle aste cave (toll. da 0.2mm a 0.3mm)
Dmin(punta)	34.00 mm	Minimo diametro consentito per la punta conica usurata
hcl(punta)	37.50 mm	Altezza del cilindro alla base del cono della punta (toll. da 1.00mm a 2.00mm)
Ras(punta)	11.00 mm	Rastremazione del cono nella parte alta
Hc(punta)		Altezza della parte conica della punta non soggetta ad usura (toll. da 0.1mm a 0.4mm)
RangeCP	3 - 50	Massimo numero di colpi utile
Spinta	t	Spinta nominale strumento

--

Impianto eolico

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI**

DIN

1

Riferimento

89-2023

Committente **LAUT ENGINEERING S.R.L.**

U.M.: **kg/cm²**

Data esec. 22/06/2023

Cantiere **Impianto eolico**

Pagina 1

Località **Scolpito (FG)**

Elaborato

Falda

Assente

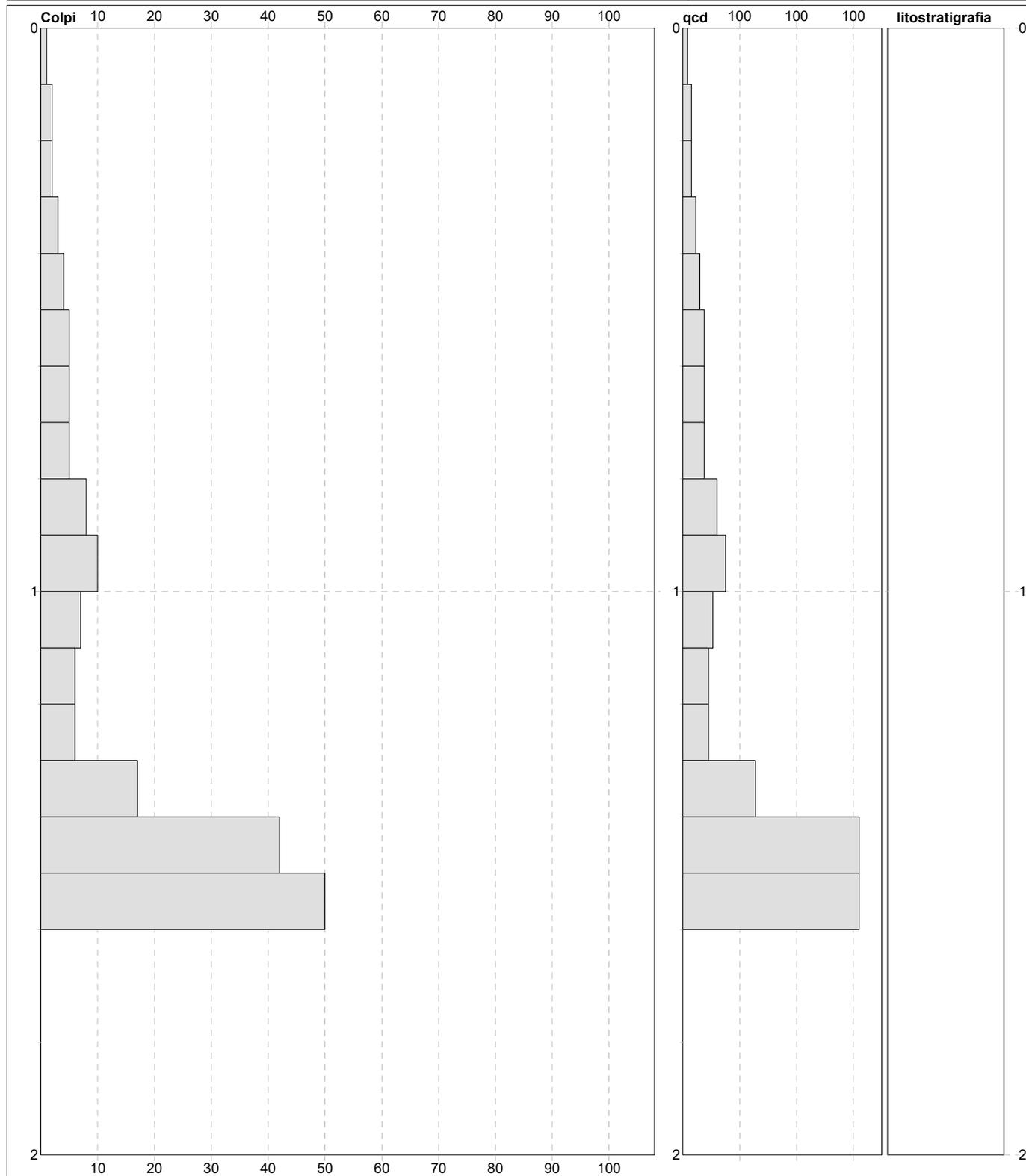
H m	asta n°	punta colpi	riv colpi	qcd kg/cm ²	H m	asta n°	punta colpi	riv colpi	qcd kg/cm ²
0.10	1	1		8.3					
0.20	1	2		15.0					
0.30	1	2		15.0					
0.40	1	3		22.5					
0.50	1	4		30.0					
0.60	1	5		37.5					
0.70	1	5		37.5					
0.80	1	5		37.5					
0.90	2	8		60.0					
1.00	2	10		75.0					
1.10	2	7		52.5					
1.20	2	6		45.0					
1.30	2	6		45.0					
1.40	2	17		127.5					
1.50	2	42		315.0					
1.60	2	50		375.0					

H = profondità
L1 = asta
L2 = punta
L3 = riv

qcd = Resistenza dinamica punta

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA	DIN	1
	Riferimento	89-2023

Committente	LAUT ENGINEERING S.R.L.	U.M.:	kg/cm²	Data eseg.	22/06/2023
Cantiere	Impianto eolico	Scala:	1:10	Quota inizio: : Piano Campagna	
Località	Scolpito (FG)	Pagina	1	Falda	Assente
		Elaborato			



Penetrometro:	DPM (Medium)	sist.litologico:	Begemann [qc + qc/fs] 4 Zone	preforo	m
Massa Battente	30.00 kg	Responsabile::	Dott. Alberto Velicogna	Corr.astine: :	kg/ml
Altezza caduta	0.50 m	Assistente::		Cod.ISTAT:	0
Avanzamento	0.10 m				

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUDDIVISIONE GEOTECNICA	DIN	1
	Riferimento	89-2023

Committente	LAUT ENGINEERING S.R.L.	U.M.:	kg/cm²	Data esec.	22/06/2023
Cantiere	Impianto eolico	Pagina	1	Falda	Assente
Località	Scolpito (FG)	Elaborato			

PARAMETRI GENERALI												
n°	profondità m	statistica	VCA colpi	β -	Nspt colpi	qcd kg/cm ²	qc kg/cm ²	Vs m/sec	G kg/cm ²	Q kg/cm ²	natura	descrizione
1	0.00 : 0.50	Media	2	1.92	5	18	14	43	69	0.91	Coesiva	Argilla limosa
2	0.50 : 1.30	Media	7	1.92	12	49	44	112	88	2.44	Coes./Gran.	Limo sabbioso
3	1.30 : 1.60	Media	36	1.92	70	273	273	182	359	13.63	Granulare	Sabbia e Ghiaia

NATURA COESIVA							NATURA GRANULARE							
n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kg/cm ²	Ysat t/m ³	W %	e -	Mo kg/cm ²	Dr %	φ °	E' kg/cm ²	Ysat t/m ³	Yd t/m ³	Mo kg/cm ²	Liq. -
1	0.00 : 0.50	5	0.31	1.83	39	1.06	33	---	---	---	---	---	---	---
2	0.50 : 1.30	12	0.75	1.92	31	0.84	52	38	30	284	1.94	1.52	56	---
3	1.30 : 1.60	70	---	---	---	---	---	93	52	731	2.19	1.92	801	---

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI	DIN	2
	Riferimento	89-2023

Committente	LAUT ENGINEERING S.R.L.	U.M.:	kg/cm²	Data esec.	22/06/2023
Cantiere	Impianto eolico	Pagina	1	Falda	Assente
Località	Scolpito (FG)	Elaborato			

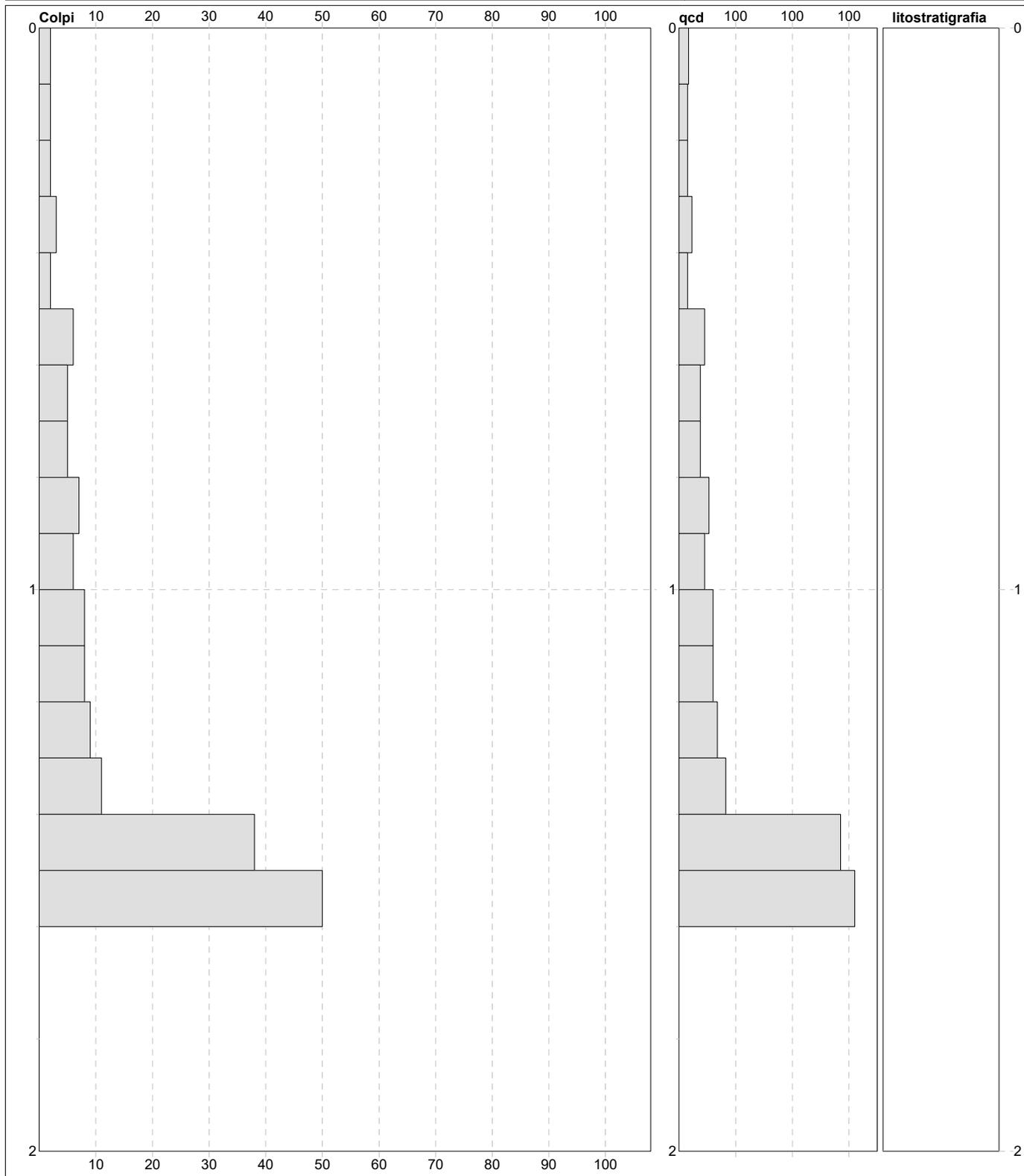
H m	asta n°	punta colpi	riv colpi	qcd kg/cm ²	H m	asta n°	punta colpi	riv colpi	qcd kg/cm ²
0.10	1	2		16.7					
0.20	1	2		15.0					
0.30	1	2		15.0					
0.40	1	3		22.5					
0.50	1	2		15.0					
0.60	1	6		45.0					
0.70	1	5		37.5					
0.80	1	5		37.5					
0.90	2	7		52.5					
1.00	2	6		45.0					
1.10	2	8		60.0					
1.20	2	8		60.0					
1.30	2	9		67.5					
1.40	2	11		82.5					
1.50	2	38		285.0					
1.60	2	50		375.0					

H = profondità
 L1 = asta
 L2 = punta
 L3 = riv

qcd = Resistenza dinamica punta

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA	DIN	2
	Riferimento	89-2023

Committente	LAUT ENGINEERING S.R.L.	U.M.:	kg/cm²	Data exec.	22/06/2023
Cantiere	Impianto eolico	Scala:	1:10	Quota inizio: : Piano Campagna	Assente
Località	Scolpito (FG)	Pagina	1	Falda	
		Elaborato			



Penetrometro:	DPM (Medium)	sist.litologico:	Begemann [qc + qc/fs] 4 Zone	preforo	m
Massa Battente	30.00 kg	Responsabile::	Dott. Alberto Velicogna	Corr.astine: :	kg/ml
Altezza caduta	0.50 m	Assistente::		Cod.ISTAT:	0
Avanzamento	0.10 m				

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUDDIVISIONE GEOTECNICA	DIN	2
	Riferimento	89-2023

Committente	LAUT ENGINEERING S.R.L.	U.M.:	kg/cm²	Data eseg.	22/06/2023
Cantiere	Impianto eolico	Pagina	1	Falda	Assente
Località	Scolpito (FG)	Elaborato			

PARAMETRI GENERALI												
n°	profondità m	statistica	VCA colpi	β -	Nspt colpi	qcd kg/cm ²	qc kg/cm ²	Vs m/sec	G kg/cm ²	Q kg/cm ²	natura	descrizione
1	0.00 : 0.50	Media	2	1.92	4	17	13	37	67	0.84	Coesiva	Argilla limosa
2	0.50 : 1.40	Media	7	1.92	14	54	49	117	99	2.71	Coes./Gran.	Limo sabbioso
3	1.40 : 1.60	Media	44	1.92	84	330	330	189	416	16.50	Granulare	Sabbia e Ghiaia

NATURA COESIVA							NATURA GRANULARE							
n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kg/cm ²	Ysat t/m ³	W %	e -	Mo kg/cm ²	Dr %	φ °	E' kg/cm ²	Ysat t/m ³	Yd t/m ³	Mo kg/cm ²	Liq. -
1	0.00 : 0.50	4	0.25	1.80	42	1.13	30	---	---	---	---	---	---	---
2	0.50 : 1.40	14	0.88	1.95	29	0.80	57	41	32	299	1.96	1.53	61	---
3	1.40 : 1.60	84	---	---	---	---	---	98	56	839	2.22	1.97	945	---

LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI SPECIFICHE TECNICHE

VALUTAZIONI STATISTICHE - CORRELAZIONI N / Nspt

Il sottosuolo indagato viene suddiviso in strati .

Previa definizione della profondità di ciascuno strato , il programma effettua (con riferimento al numero di colpi N) una serie di elaborazioni statistiche dei dati in memoria, valutando :

valore minimo m , massimo Max , media M, scarto quadratico medio s, valore medio/minimo $(M+m)^{1/2}$
media-scarto quadratico medio (M-s)

Ciò considerato , si potrà adottare il valore caratteristico VCA per N più adatto , a seconda delle esigenze, impostando uno dei valori elaborati sopracitati o un valore a scelta.

Successivamente , con riferimento al valore caratteristico assunto per il numero di colpi N , si potrà avviare un tentativo di correlazione con il numero di colpi Nspt della prova SPT : $Nspt = \beta N$ [ove per il coefficiente β si potrà introdurre un valore sperimentale a piacere (vedi note illustrative), ovvero il coefficiente teorico di energia βt fornito dal programma] .

VALUTAZIONE RESISTENZA DINAMICA E COEFFICIENTE DI ENERGIA

La resistenza alla punta dinamica qcd viene comunemente valutata in base alla formula Olandese :

$$qcd = (M^2 H) / [A e (M + P)] \text{ ove :}$$

N = n. colpi per avanzamento δ qcd = resist.dinam.punta [area A] M = massa battente [altezza caduta H]

e = avanzamento per colpo = δ/N P = peso tot. sistema battuta e aste ,

ovvero in base alla formula semplificata :

$$qcd = (M H) / (A e) = (M H) N / (A \delta) = Q N ,$$

ove : $Q = (M H) / (A \delta)$ = energia specifica teorica per colpo .

Ciò considerato, volendo riferire la prova in esame (N,Q) alla prova SPT (Nspt,Qspt),

dall'uguaglianza dei valori di resistenza dinamica relativi alle due prove, si ricava teoricamente :

$$qcd = Q N = Qspt Nspt \Rightarrow Nspt = N [Q/Qspt] = \beta N ,$$

ove il rapporto $\beta t = Q/Qspt$ viene definito coefficiente teorico di energia della prova in esame , relativamente alla prova SPT ($Qspt = 7.83 \text{ kg/cm}^2 = 0.768 \text{ MPa}$) per $M = 63.5 \text{ kg}$, $H = 0.75 \text{ m}$, $D = 50.8 \text{ mm}$, $A = 20.27 \text{ cm}^2$, $d = 0.30 \text{ m}$) .

Le scelte litologiche vengono effettuate in base al valore del numero dei colpi SPT equivalente prevedendo altresì la possibilità di casi dubbi :

Nspt -> Dr DENSITA' RELATIVA (Terreni granulari) - TERZAGHI & PECK (1948-1967)

Nspt -> θ' ANGOLO DI ATTRITO EFFICACE (Terreni granulari) - OWASAKI & IWASAKI (1959)

Nspt -> E' MODULO DI DEFORMAZIONE DRENATO (Terreni granulari) - D'APPOLONIA e altri (1970)

Nspt -> Cu COESIONE NON DRENATA (Terreni coesivi) - TERZAGHI & PECK (1948-1967)

Nspt -> Y PESO DI VOLUME

TERRENI GRANULARI (Terzaghi-Peck 1948/1967) [e.max = 1 e.min = 1/3 G = 2.65]

TERRENI COESIVI (Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948/1967) [p.specifico G = 2.70]

qcd -> Qd CAPACITA' PORTANTE DINAMICA Herminier, Tchong & Lebegue(1965)

δ TENSIONE LITOSTATICA al centro del banco

Nspt -> Vs VELOCITA' ONDE S di propagazione delle onde sismiche (Idriss 1996)

Nspt -> G MODULO DI TAGLIO DINAMICO $G = A \times Nspt^B$ (Ohsaki & Iwasaki mod.)

Nspt -> MO MODULO DEFORMAZIONE Coesivo e Granulare (Begemann 1974)

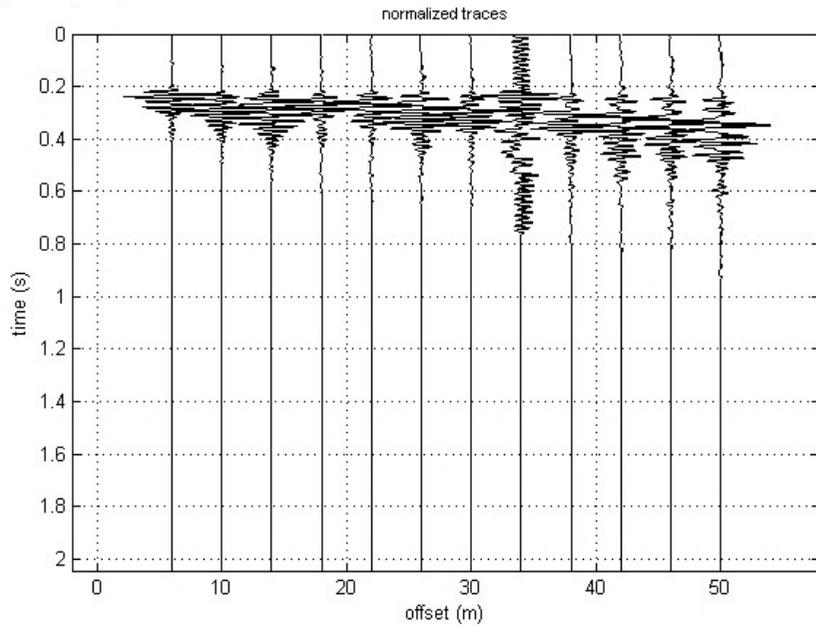
F.L. FATTORE DI LIQUEFAZIONE [NON ATTIVO]

accelerazione al suolo che può causare liquefazione (terreni granulari)

(g = accelerazione gravità)(Seed & Idriss 1971 - Sirio 1976) [correlazioni : (Amax/g)]

#1: uploading & processing (MASW analyses)

dataset: 001.DAT
 sampling: 0.125 ms
 minimum offset: 6 m
 geophone spacing: 4 m



resampling
 1
 resample
 accept

data selection
 activate
 select 60
 cancel save

filtering & spectra
 filter cancel
 0-50Hz
 spectrum spectrogram

refraction
 refraction 100
 upload save
 clear refraction

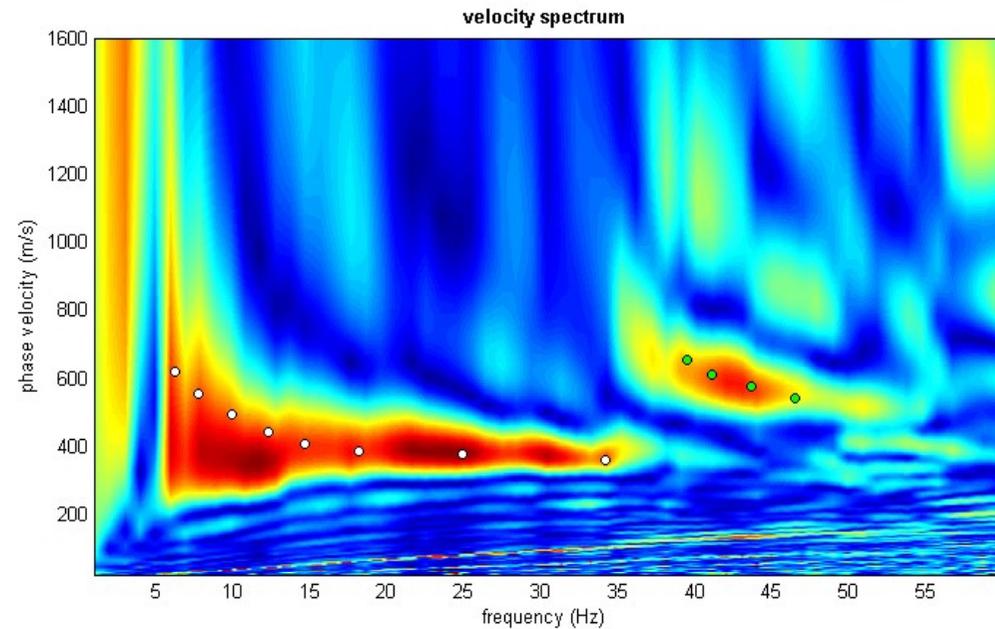
other tools & setting
 2.04787 Time length to visualize (s) done flip traces zero padding

#2: velocity spectrum, modelling & picking (MASW & ReMi analyses)

MASW: compute velocity spectrum
 phase velocity f-k group velocity

handling the spectra
 save upload merge

explore spectrum
 mode separation



modelling

about Poisson

Vs (m/s)	Poisson	thickness (m)
90	0.35	1
180	0.35	2
160	0.35	5
200	0.35	7
300	0.35	20
900	0.35	0
0	0.35	

calculate
 upload mod.
 save model
 refresh
 rnd models
 report

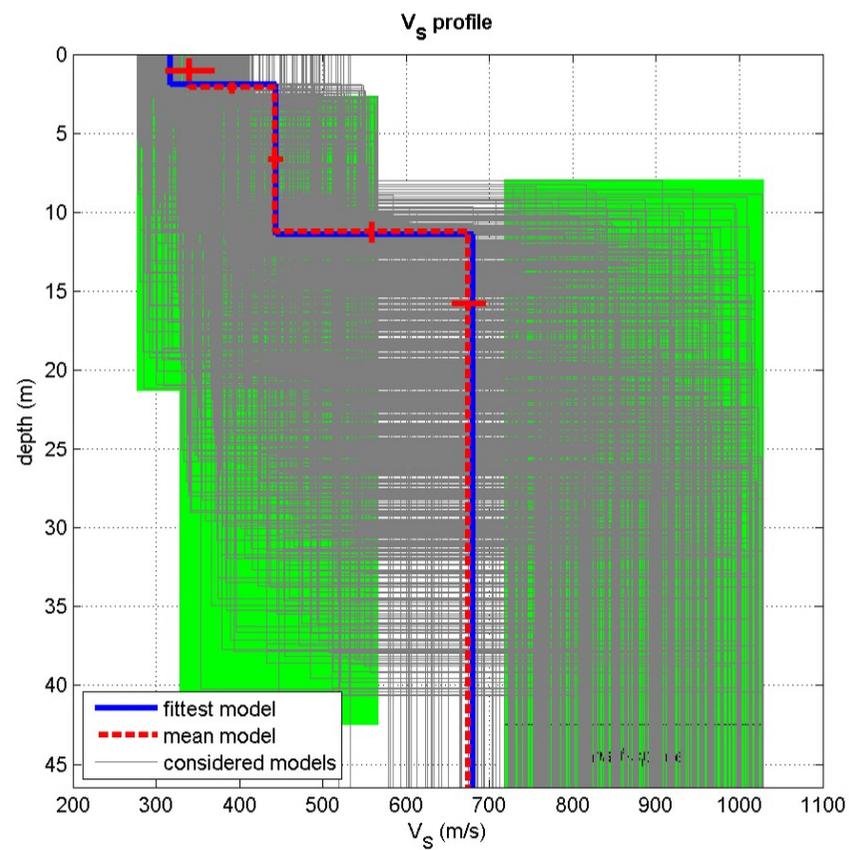
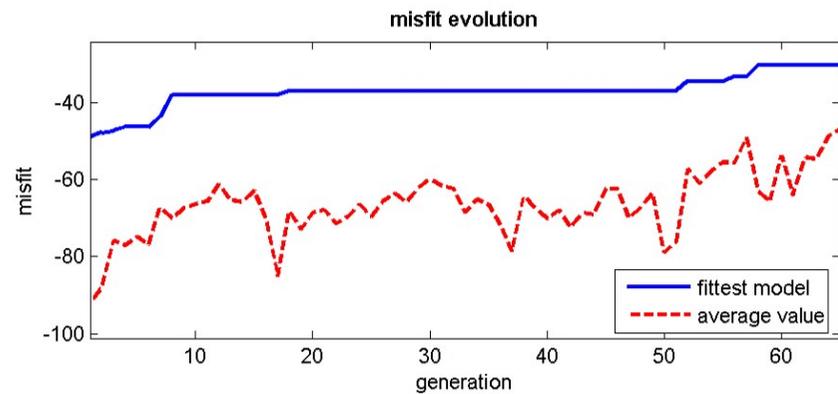
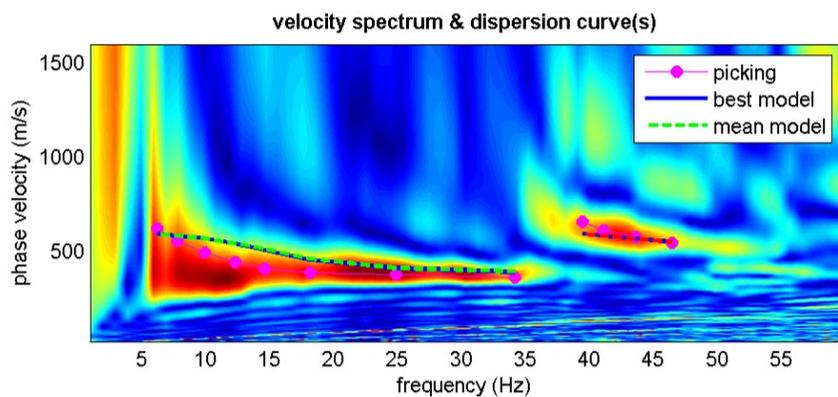
general setting
 Rayleigh 3 phase vel
 0 Reference depth Refraction
 HVSR 4 H/V modes

synthetics
 ZVF
 elastic
 shows DC
 synthetics

visualize curves
 input curve ?

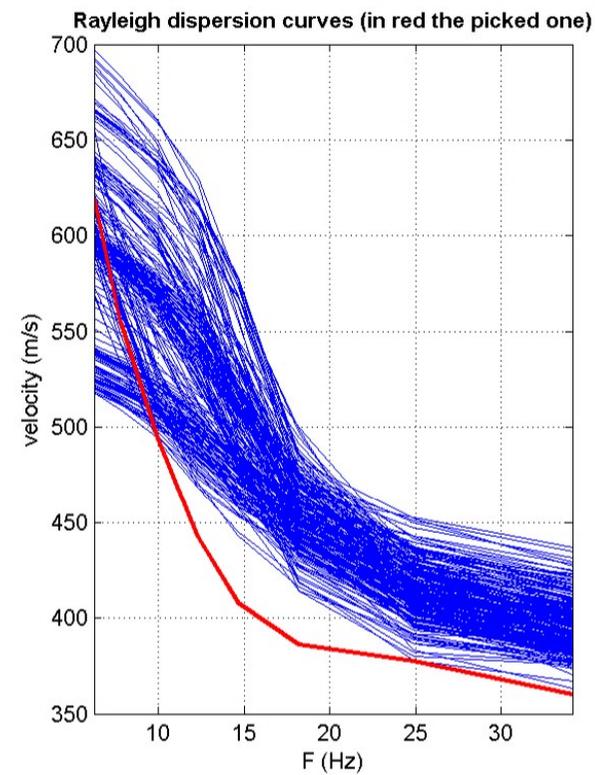
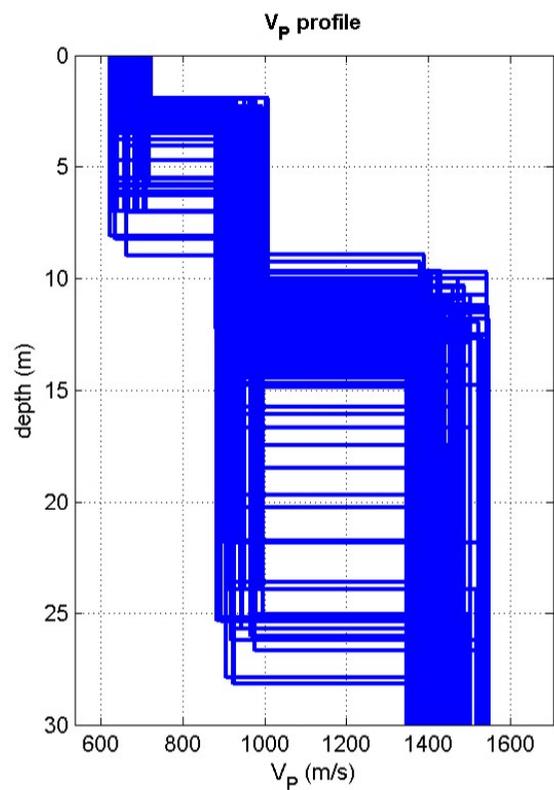
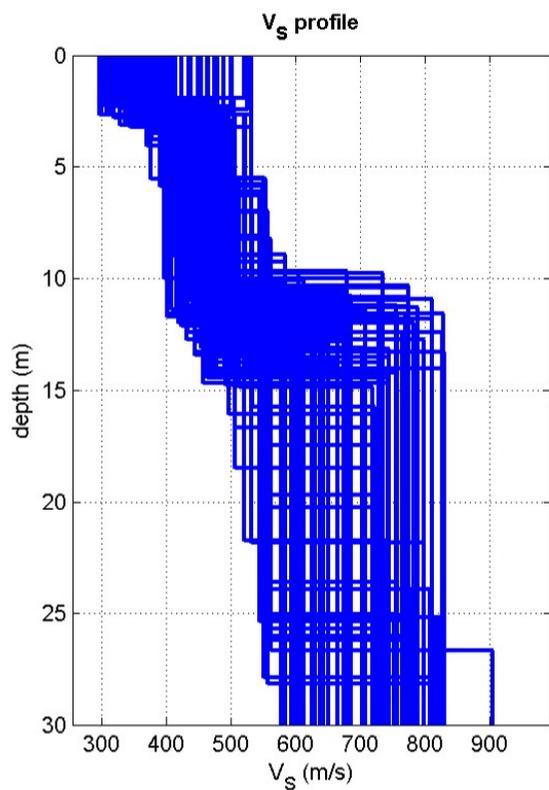
picking
 ? show f-k
 first higher
 to select the last point of the considered mode click the right button
 save picking ?
 Scolpito 22.06.23.cdp
 cancel picking

inversion
 inversion
 Joint DC-HV inv.

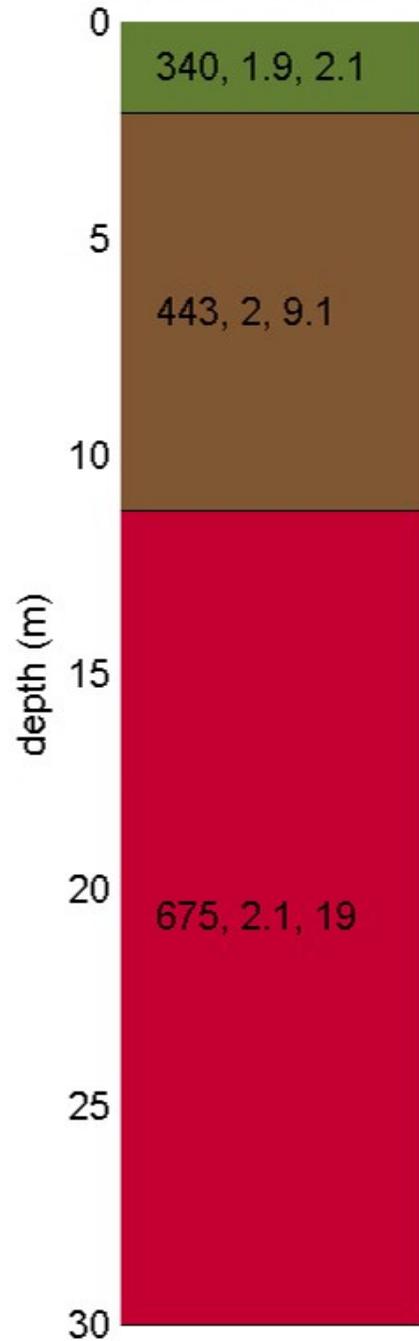


www.winmasw.com

dataset: 001.DAT
 dispersion curve: Scolpito 22.06.23.cdp
 Vs30 (best model): 548 m/s
 Vs30 (mean model): 549 m/s



Subsurface model



V_s density thickness
(m/s) (gr/cm³) (m)

Sismostrati:

Intervalli di Vs



Nr.	Z (m)	H (m)	Vs (m/s)	Retino
1	2,10	2,10	340,00	8
2	11,20	9,10	443,00	5
3	30,20	19,00	675,00	40

Livelli di riferimento:

Livelli pf Categorie

Nr.	Zpf (m)	Vseq (m/s)	Categoria
1	0,00	549,75	B

