

**Dr.ssa Cristina Iarabek geologo**  
Viale Giovanni da Cermenate, 66  
20141 Milano  
C.F.: RBK CST68L 53F 205C  
P. IVA: 12075800156  
[iarabek@inwind.it](mailto:iarabek@inwind.it)  
[cristina.iarabek@pec.epap.it](mailto:cristina.iarabek@pec.epap.it)

Nuovo capannone  
Via Ca' Fittavoli  
Comunedì Barzana – fraz. Arzenate (BG)

## **RELAZIONE GEOLOGICA**

AI SENSI DELLA DGR 2616/2011 (R3)

AI SENSI DEL D.M. 17.01.2018 - G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018 - NTC2018(R1)

## **RELAZIONE GEOTECNICA**

AI SENSI DEL D.M. 17.01.2018 - G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018 - NTC2018 (R2)

Febbraio 2023

## PREMESSA

Su incarico della Committenza, Società " Green Mass Logistic s.r.l." con sede in Milano (MI), via Vittoria Colonna n.27, è stato redatto il presente studio geologico tecnico nell'ambito della realizzazione di un nuovo capannone in via Ca' Fittavoli, in Comune di Barzana, frazione di Arzenate, BG.

Per la conoscenza delle caratteristiche litostratigrafiche del sito e l'acquisizione dei parametri geotecnici essenziali per la progettazione delle strutture di fondazione, sono state eseguite in data 7 febbraio 2023 n°6 prove penetrometriche dinamiche (DPSH) utilizzate per il dimensionamento delle fondazioni e opportunamente ubicate e concordate con la Committenza.

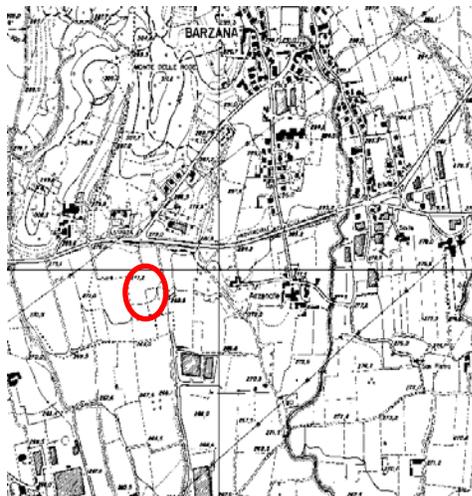
Inoltre sono state realizzate n° 2 linee tomografiche elettriche per la ricostruzione stratigrafica 2D basata sui parametri geoelettrici dei terreni ed è stata eseguita n. 1 MASW per la Classificazione dei suoli per la definizione dell'azione sismica di progetto sulla base del parametro sismico Vs30 (EC8).

Il nuovo capannoneverrà costruito nei terreni al Foglio 9, mappali n° 2750-2745-3055-2762-2743-2765-3051-3056 del Censuario di Barzana.



La relazione geologica è redatta ai sensi della DGR2616/2011 (R3) e del D.M. 17.01.2018 - G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018 - NTC2018 (R1); la relazione geotecnica è stata redatta ai sensi del D.M. 17.01.2018 - G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018 - NTC2018 (R2)

Il presente rapporto ottempera il **Regolamento regionale 19 aprile 2019 - n. 8** "Disposizioni sull'applicazione dei principi di invarianza idraulica ed idrologica. Modifiche al regolamento regionale 23 novembre 2017, n. 7 (Regolamento recante criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica ai sensi dell'articolo 58 bis della legge regionale 11 marzo 2005, n. 12 "Legge per il governo del territorio")", è stata redatta una valutazione di compatibilità idraulica al fine di perseguire l'invarianza idraulica e idrologica delle trasformazioni d'uso del suolo e di conseguire, tramite la separazione e gestione locale delle acque meteoriche, la riduzione quantitativa dei deflussi, il progressivo riequilibrio del regime idrologico e idraulico e la conseguente attenuazione del rischio idraulico, nonché la riduzione dell'impatto inquinante sui corpi idrici ricettori tramite la separazione e la gestione locale delle acque meteoriche non esposte ad emissioni e scarichi inquinanti.



## INQUADRAMENTO PIANIFICATORIO

L'area oggetto della presente relazione, parte integrante del Comune di Barzana, ricade nella sezione C5a2 della C.T.R. Carta Tecnica Regionale della Regione Lombardia, alla scala 1:10.000; è situata ad ovest della frazione di Arzenate, in corrispondenza del terrazzo fluvioglaciale recente, delimitato da ripide scarpate boscate.

Complessivamente la zona si presenta variamente antropizzata, con aree a deciso sviluppo industriale ad allineamento nord-sud lungo l'allineamento di via Ca' Fittavoli e ampie zone prative e boscate (a est e ovest) ed è delimitata sul lato nord dalla SP n° 175, in un settore delimitato ad est dal torrente Lesina, dal rio Monte delle Rode che delimita il comparto ad ovest e scorre in direzione sud fino al confine comunale con Mapello e dal torrente Borgogna in direzione est.

Dalla relazione del PGT (2008) viene riportato: *“Il reticolo idrografico nel comune di Barzana comprende anche un piccolocorso d'acqua che nasce dai versanti di Monte delle Rode. ....omissis.... Il tratto a valle della strada provinciale è costituito da un impluvio di limitate dimensioni, canalizzato artificialmente al passaggio nel comune di Mapello. Esso è normalmente privo di acqua, tuttavia la significatività morfologica fa supporre che esso possa essere sede di un significativo scorrimento di acqua in condizioni di pioggia intensa. Con buona probabilità la portata che può essere contenuta nel tratto più inciso di tale torrente, non riesce invece ad essere smaltita nel tratto a valle, dove le dimensioni dell'alveo si riducono notevolmente.*

### **Aree a potenziale rischio di esondazione**

*Le valutazioni sul rio Monte delle Rode hanno consentito di definire che le dimensioni del suo alveo nel tratto a valle della strada provinciale risultano insufficienti a smaltire le portate provenienti da monte, soprattutto in occasione di eventi meteorici intensi.*

*È stata così individuata un'area frequentemente esondabile in corrispondenza della sede dell'impluvio stesso, mentre è stata delimitata l'area allagabile in occasione di eventi meteorici eccezionali: essa comprende tutta la piana di Ca' Fittavoli.*

Ai sensi di:

- DGR 23 Ottobre 2015 – N. X/4229 avente per oggetto il “Riordino dei reticoli idrici di Regione Lombardia e revisione dei canoni di polizia idraulica “
- DGR 18 Dicembre 2017 – N. X/7581 la Regione Lombardia che “aggiorna e razionalizza i contenuti delle deliberazioni precedentemente adottate in materia polizia idraulica mediante la ridefinizione
- DGR 14 Dicembre 2020 – N. XI/4037: che individua il reticolo idrico minore e regolamenta l'esercizio dell'attività di polizia idraulica

sie vince che l'area in esame non risulta ricompresa in ambiti legati alla RIM. Dalla sovrapposizione effettuata con la tavola n°2 del RIM (2004) si osserva come il corso del Rio Monte delle Rode sia stato modificato con un tratto andamento N-S incanalato ed evidente sul terreno (figura a destra).

Non è possibile risalire alla posizione del tratto a monte anche a causa del mancato aggiornamento della cartografia comunale. La fascia di rispetto del Reticolo Minore è pari a 10 m, secondo gli schemi indicate nella DGR 14/12/2020 n, XI/4037.



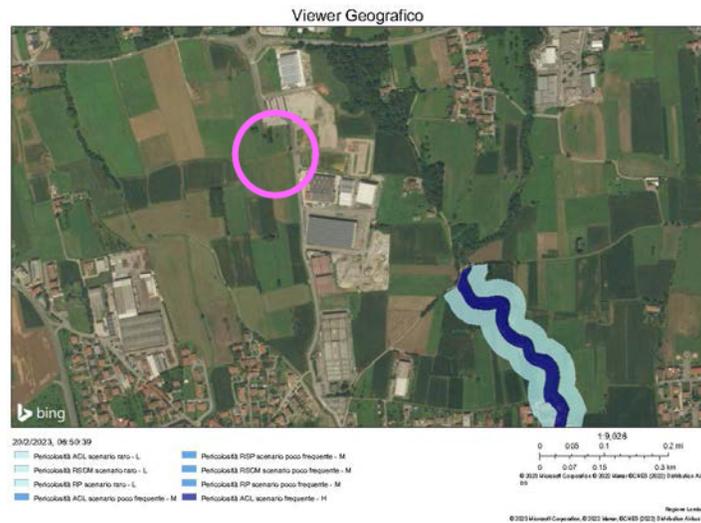
Tavola n°2 del RIM (2004)



evidenze sul terreno

Ai sensi di:

- Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI), contenente l'individuazione e perimetrazione di aree a rischio idrogeologico ed i vincoli specifici di natura idraulica ed idrogeologica;
- Piano di Gestione Rischio Alluvioni, ovvero lo strumento operativo previsto dalla legge italiana, in particolare dal D.Lgs. 49/2010, che dà attuazione alla Direttiva Europea 2007/60/CE; siccome che l'area in esame non risulta ricompresa in ambiti legati alla pericolosità idraulica e idrogeologica di cui al Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI).

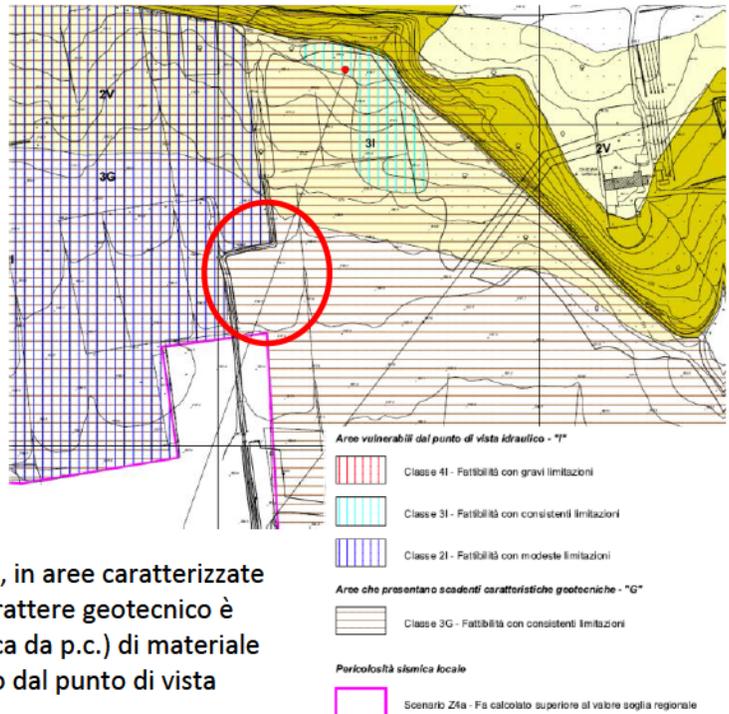


Sulla base della disamina della cartografia della Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del PGT vigente del Comune di Barzana, redatta dal Dott. Geol. Reguzzini nel giugno 2015, l'area di intervento ricade in una classificazione territoriale distinta dalla CLASSE DI FATTIBILITÀ 3G: FATTIBILITÀ CON CONSISTENTI LIMITAZIONI: "Aree che presentano scadenti caratteristiche geotecniche"

Di seguito si riporta lo stralcio delle Norme Geologiche di Piano del PGT di Ponte San Pietro, per la classe di fattibilità assegnata (Classe 3):

*Progetti di nuovi interventi edificatori, interventi di manutenzione straordinaria, risanamento conservativo, restauro e ristrutturazione di opere edifici esistenti sono subordinati alla presentazione di un'indagine geotecnica con prove in sito, che definisca le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione, la presenza di acqua nel terreno ed individui gli interventi che garantiscano l'integrità strutturale del progetto.*

Si applica il DM 17 gennaio 2018 "Nuove Norme tecniche per le costruzioni", la DGR IX/2616/2011 e la DGR X/5001/2016"



L'area in oggetto ricade in Ambito aree con scadenti caratteristiche geotecniche e parzialmente, in aree caratterizzate da ristagni idrici superficiali. La penalizzazione di carattere geotecnico è legata alla presenza di spessori consistenti (5 m circa da p.c.) di materiale argilloso-limoso compressibile, che ne limitano l'uso dal punto di vista geotecnico nonché la presenza di falde sospese..

In ragione della classe di appartenenza sono state effettuate le indagini geotecniche per verificare la portanza del terreno.

## INQUADRAMENTO GENERALE GEOLOGICO GEOMORFOLOGICO IDROGEOLOGICO

L'area di indagine, si colloca ad una quota media di 269 s.l.m., è inserita nel Foglio C5a2 della Cartografia Tecnica Regionale alla scala 1:10000; è situata ad ovest della frazione di Arzenate ed, in corrispondenza del terrazzo fluvio-glaciale recente, delimitato da ripide scarpate boscate.

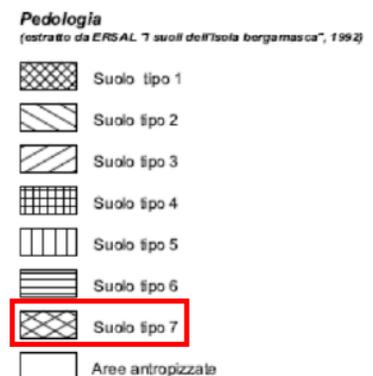
Complessivamente la zona si presenta variamente antropizzata, con aree a deciso sviluppo industriale ad ovest e ampie zone prative e boscate (a nord, est e sud) ed è delimitata sul lato occidentale dalla SP n° 175, in un settore delimitato ad est dal torrente Lesina (circa a 670 m in linea d'aria) e dal rio Monte delle Rode (circa a 15 m in linea d'aria) che scorre in direzione sud fino al confine comunale con Mapello e delimita il comparto sul lato est. Questo rio si immette nel Lesina in comune di Ponte san Pietro circa 2 km più a valle.



Il torrente Lesina appartiene al Reticolo idrico Principale, mentre il rio Monte delle Rode appartiene al Reticolo Idrico Minore.

Gli edifici residenziali recenti e soprattutto le aree di tipo industriale ed artigianale si collocano allineati alle direttrici stradali, mentre i nuclei antichi e la sede comunale sono circoscritti ai margini collinari.

Le impostazioni arboree ed arbustive sono di tipo endemico ed il paesaggio è caratterizzato da fasce terrazzate boscate ed ampie aree agricole.



Le informazioni riguardanti l'assetto geologico sono state desunte dalla Carta geologica con elementi pedologici del PGT redatto dal Dott. Geol. Reguzzi Corrado di Villa D'Almè (novembre 2008)  
 Il territorio appartiene al terrazzo fluvioglaciale intermedio, rilevato rispetto al Livello Fondamentale della Pianura.

Dal punto di vista geologico il PGT riporta:

**“3.3.1 Unità ubiquitarie**

*Trattasi di depositi di varia origine (di versante, alluvionali, colluviali) la cui sedimentazione è iniziata in bacini diversi o è avvenuta in modo indifferenziato in tempi recenti. Nell'ambito del territorio di Barzana, tali depositi sono rappresentati dall'Unità di Carvico.*

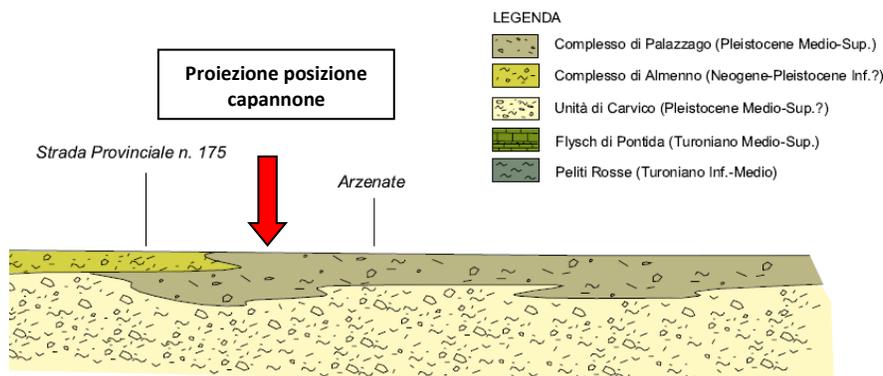
**- Unità di Carvico (Pleistocene medio-sup.?)**

*L'Unità di Carvico è costituita da ghiaie a supporto clastico con matrice sabbiosa; ciottoli da arrotondati a subspigolosi con diametri medi tra 4 e 15 cm. Si presentano rozzamente stratificate. Carattere costante risulta, particolarmente nell'area in riva destra del Fiume Brembo, la presenza di sequenze sommitali limose che annegano rapidamente (senza termini granulometrici intermedi) le*

*ghiaie sottostanti. La composizione petrografica è arealmente differenziata.*

*Tale unità è presente in corrispondenza dell'area artigianale di via Ca'Fittavoli.*

I suoli nell'area in oggetto e nel suo intorno sono di *tipo 7 (HaplicLuvisols, FAO)*: gruppo indifferenziato di suoli profondi, moderatamente profondi, su substrato ciottoloso eterogeneo, con scheletro da scarso a comune in superficie e da scarso ad abbondante in profondità, tessitura media in superficie e da media a moderatamente fine in profondità, reazione acida in superficie e da subacida a neutra in profondità, saturazione bassa in superficie e da bassa ad alta in profondità, scarsamente calcarei in profondità, drenaggio buono.



PGT: sezione geologica – scala 1:5000

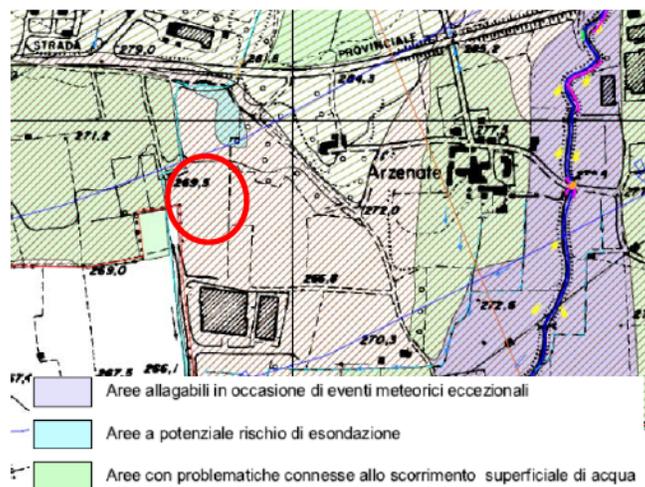
Dal punto di vista geomorfologico l'area appartiene al lembo nord orientale, a morfologia pianeggiante, intensamente coltivato a seminativo nella sua porzione settentrionale e opletamente edificato in quella meridionale del terrazzo fluvioglaciale intermedio, rilevato rispetto al Livello Fondamentale della Pianura

Non si riconoscono lineamenti correlabili a dinamica di dissesto idrogeologico.

## LINEAMENTI IDROGRAFICI ED IDROGEOLOGICI

Come riportato nello Studio del PGT – Variante n°2 (Carta idrogeologica e del sistema idrografico – Dott. Geol. Reguzzi Corrado – Villa D’Almè, giugno 2015), il comparto è immediatamente prospiciente il rio Monte delle Rode, che ne lambisce il confine occidentale e si colloca ad una distanza di circa 15 m, con prevalente nord – sud.

A valle, al di là di via Ca’ Fittavoli (tratto nord-sud) risulta a scorrimento a cielo aperto in casseforma in c.a., mentre risulta tombinato in corrispondenza del tratto allineato a via Ca’ Fittavoli.



TAV.4: carta idrografica con elementi di idrogeologia 1:5000

I terreni sono caratterizzati dalla...”presenza di depositi ghiaiosi in abbondante matrice limoso-argillosa, con una copertura di limo ed argilla di alcuni metri. I terreni mostrano una bassa permeabilità, con valori compresi tra  $10^{-6}$  e  $10^{-7}$  m/s”.. (in carta: sovrassegno barrato diagonale marrone).

L’area risulta interessata da problematiche connesse con lo scorrimento superficiale delle acque.PGT:

Infatti dall’indagine eseguita è stata riscontrata la presenza di locali falde sospese in ragione della naturale oscillazione legata agli afflussi delle piogge nelle prove n° 1 - 2.

La piezometria della prima falda, indicata nella Tav. 4 del PGT (novembre 2008), indica un valore di circa 269 m s.l.m. (circa -10 m dal p.c.), con direzione di scorrimento di flusso da NW-SE.



PGT: TAV.4: sezione idrogeologica 1:5000

Come riportato nella relazione del PGT (novembre 2008): “la soggiacenza della falda è variabile tra i 25 metri della porzione settentrionale del comune e i 15 metri, nella porzione meridionale;

- la ricostruzione mostra che i corsi d’acqua principali (torrente Borgogna e Lesina) non condizionano l’andamento della falda, ovvero non fungono da limite idrogeologico. Non avendo a disposizione misurazioni sulle variazioni dei livelli idrici del pozzo ubicato nel comune non è possibile stabilire un trend dei livelli piezometrici nel tempo.”

La vulnerabilità dell’acquifero rappresenta la caratteristica con cui un inquinante riesce a raggiungere la falda trasportato dall’acqua che la contamina.

Il grado di vulnerabilità dipende essenzialmente da vari fattori:

- permeabilità della zona non satura
- soggiacenza della falda
- caratteristiche idrogeologiche dell’acquiclude
- presenza di corpi idrici superficiali

Nel territorio in oggetto la protezione della falda è condizionata dallo spessore e dalla permeabilità del terreno sopra la falda e dalla presenza di suoli argillosi.

La copertura continua limoso-argillosa offre sufficienti garanzie di protezione nei confronti dei depositi ed il "non saturo" sottostanti, principalmente fluvioglaciali, a granulometria grossolana in matrice fine, talora abbondante e con una permeabilità medio - bassa.

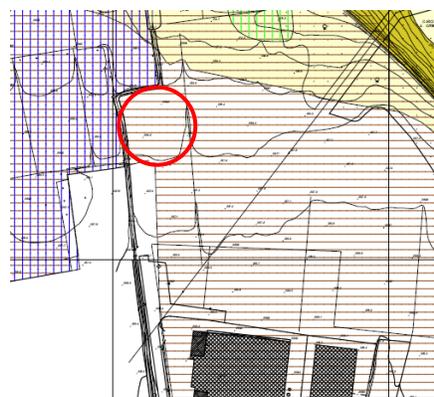
Inoltre i valori di soggiacenza sono intorno comunque ai 10 m dal piano campagna, con la presenza orizzonti fini continui che limitano la diffusione di inquinanti;

Nell'ambito il corpo idrico superficiale maggiormente coinvolto dall'intervento è rappresentato dal rio Monte delle Rode che, come indicato dal PGT: ..."non è interferente con la falda, infatti non funge né da superficie drenante né alimentante."

Di conseguenza si può affermare che la vulnerabilità dell'area oggetto di studio è medio-bassa

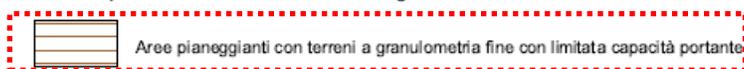
La Carta di Sintesi – Tav. 7B della Variante n°2 alla Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT di giugno 2015 a firma del Dott. Geol. Reguzzi Corrado di Villa D'Almè, indica quest'area ricadente in una fascia di terreni a scadenti caratteristiche geotecniche e con possibile presenza di acqua di falda, come verificato dalle indagini in sito.

Da considerare anche gli aspetti idraulici, con presenza di falde sospese temporanee dei primi orizzonti del terreno, come riscontrato delle prove penetrometriche eseguite, fenomeni di ruscellamento superficiale in relazione alla scarsa permeabilità dei suoli ed in concomitanza di precipitazioni brevi ed intense ("bombe d'acqua").



PGT (2015): Carta di sintesi  
TAV.7B - 1:2000

**Aree che presentano scadenti caratteristiche geotecniche - "G"**



La Carta dei Vincoli (Tav. 6B) non indica alcun vincolo che ricada all'interno dell'area in oggetto,

**LEGENDA**

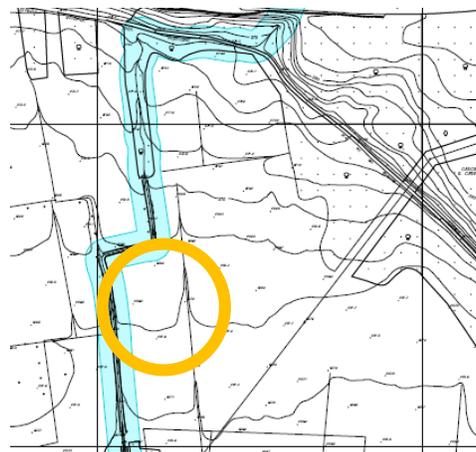
Vincoli di polizia idraulica (ai sensi della d.g.r. 25/01/2002 n. 7/7868 e d.g.r. 1/08/2003 n. 7/13950)

Reticolo idrico principale

Fascia di ispetto

Reticolo idrico minore

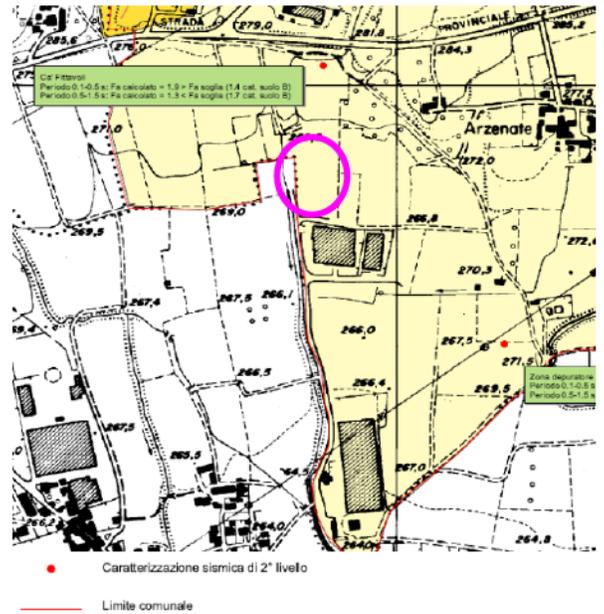
Fascia di ispetto



PGT (2015): Carta dei vincoli  
TAV.6B - 1:2000

L'area in esame ricade, secondo quanto riportato nella Carta dei fattori di amplificazione sismica, (Dott. Geol. Reguzzi Corrado – Variante n°2 PGT giugno 2015), nella Classe Z4a: Zone di pianura con depositi alluvionali/fluvioglaciali granulari e/o coesivi.

omissis...“la porzione meridionale del territorio – a valle della S.P. 175 – è rappresentata da terreni con valori di Vs30 che variano tra 380 e 403 m/s, a cui corrisponde la categoria di suolo B definita secondo il D.M. 17.01.18 come “depositi di terreni a grana grossa molto addensati o di terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica NSPT > 50 nei terreni grossolani, o coesione non drenata cu > 250 kPa nei terreni fini)”....omissis



Carta dei fattori di amplificazione sismica  
PGT - TAV.5a - 1:5000

Inoltre il PGT prescrive di verificare nei siti appartenenti allo scenario di pericolosità sismicallocale Z4a, in fase progettuale, la categoria di appartenenza del sottosuolo, così come indicato dal D.M. 17.01.2018.

L'analisi di secondo livello condotta nell'ambito del PGT ha rilevato che i valori di Fa calcolati nell'intervallo 0,1÷0,5 s non risultano verificati rispetto alle soglie regionali. In tali condizioni, in fase di progettazione edilizia, si dovrà procedere applicando il terzo livello di approfondimento sismico oppure utilizzando lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore.

Per l'analisi di 2° Livello è stata considerata un'indagine di tipo sismico con la metodologia MASW realizzata nel comparto per le opportune valutazioni sito specifiche. Questa metodologia permette di ricavare la velocità delle onde sismiche di taglio Vs30 entro la profondità di 30 m dal piano campagna, assegnando in tal modo il sottosuolo ad una delle classi previste dalla Norme Tecniche vigenti. Questa valutazione sarà approfondita nel capitolo relativo.

## ANALISI DELLA COMPONENTE SISMICA

### CLASSIFICAZIONE MACROSISMICA NAZIONALE

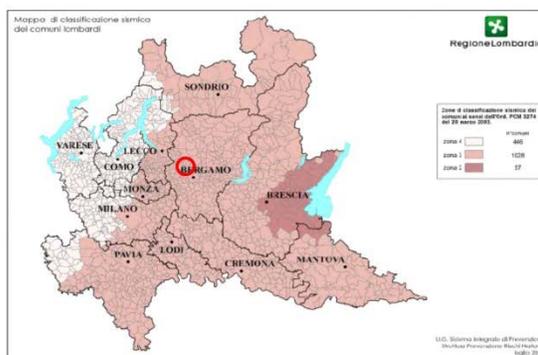
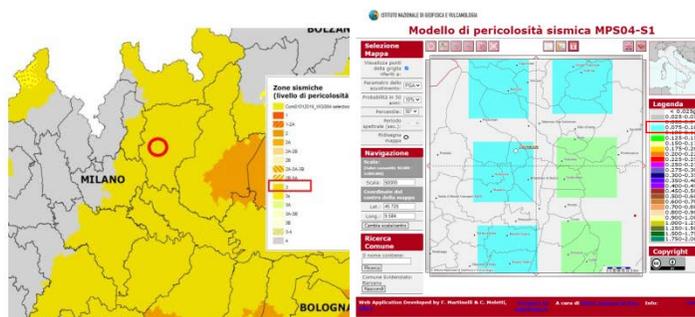
L'analisi della sismicità del territorio nazionale, intesa come distribuzione spazio-temporale dei terremoti in una determinata area, congiuntamente allo studio delle sorgenti sismogenetiche, è la base della valutazione probabilistica della pericolosità macrosismica a scala nazionale.

Con l'OPCM n°3274 del 20 marzo 2003 e l'aggiornamento introdotto con l'OPCM n° 3519 del 28 aprile 2006, sono state individuate le zone sismiche del territorio nazionale e fornite le specifiche tecniche da adottare per le costruzioni nelle zone sismiche stesse.

Ai sensi della citata normativa nazionale ed ai sensi del D.G.R. 11 luglio 2014 - n. X/2129 in vigore dal 16.04.2016 il territorio comunale di Barzana è classificato in Zona sismica 3, con accelerazione di picco su terreno rigido  $0.05 g < a_g \leq 0.15 g$  (ai sensi del OPCM 3519/06).

Comune	Zona sismica	$A_{gmax}$
BARZANA	3	0,091116

Nel dettaglio, la mappa di pericolosità sismica a scala nazionale classifica l'area con  $0.075 \text{ g} < a_g \leq 0.100 \text{ g}$ .



in alto a sinistra: MACROZONAZIONE SISMICA DEL NAZIONALE (OPCM 3519/06).  
 in alto a destra: MAPPA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA NAZIONALE  
 – in basso: NUOVA CLASSIFICAZIONE DEI COMUNI DELLA REGIONE LOMBARDIA AI SENSI DELLA DGR X/2129.  
 In rosso, l'area in esame.

### ASPETTI SISMICI AI SENSI DELLA NORMATIVA NTC

Al fine di verificare le caratteristiche dei terreni di fondazione dal punto di vista sismico sono state condotte le analisi specifiche ai sensi del §3.2.2 delle NTC 2018 relativamente all'identificazione della categoria sismica di sottosuolo. Secondo tale classificazione, il sottosuolo è caratterizzato in funzione dei valori della velocità equivalente delle onde di taglio (parametro  $V_{s,eq}$ ) così definito:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

dove  $h_i$  e  $V_{s,i}$  sono rispettivamente lo spessore e la velocità delle onde di taglio dell' $i$ -esimo strato,  $N$  il numero di strati,  $H$  la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s (bedrock sismico locale).

Per il calcolo del parametro  $V_{s30}$ , risultata pari a 358 m/s, è stato utilizzato il profilo di velocità desunto dalla prova MASW realizzata nel lotto, **corrispondente ad un Suolo di Categoria C**.

In relazione alle caratteristiche del sito, la condizione topografica del sito ai sensi della Tab. 3.2.III delle NTC 2018 è la categoria T1 "Superficie pianeggiante, pendii con inclinazione  $i \leq 15^\circ$ ".

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , 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	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , 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	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

### STIMA DELL'AZIONE SISMICA DI PROGETTO

La classificazione sismica del sottosuolo - di cui al precedente paragrafo - ottenuta con il metodo semplificato NTC è stata utilizzata contestualmente:

- alle caratteristiche dell'opera in progetto (§. 1.1);
- alla topografia dell'area pianeggiante, corrispondente alla cat. T1;
- alla pericolosità sismica di base desunta nel sito in esame dalle mappe probabilistiche del territorio nazionale elaborate dall'INGV e relativi parametri sismici (ag accelerazione orizzontale massima attesa, Fo rapporto di amplificazione spettrale, Tc\* periodo finale del ramo piatto dello spettro) per la stima delle azioni sismiche utilizzando l'approccio prestazionale ai sensi delle NTC 2018.

In relazione alle NTC2018 l'azione sismica di progetto, caratterizzata da 3 componenti traslazionali (due orizzontali ed una verticale) da considerare tra di loro indipendenti e in base al quale valutare il rispetto dei diversi Stati Limite considerati, si definisce a partire dalla "pericolosità sismica di base" sito-specifica.

Quest'ultima è basata sulle mappe probabilistiche della pericolosità del territorio nazionale consultabili sul portale INGV (dati online <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>) che forniscono i seguenti tre parametri:

- accelerazione orizzontale massima attesa ( $a_g$ ), ovvero il picco del segnale che ha una certa probabilità di superamento PVR in un periodo di riferimento  $V_R$ ;
- Fo, cioè il valore del rapporto tra il massimo dello spettro e  $a_g$  per quel sito (amplificazione spettrale);
- Tc\*, ovvero il periodo finale del ramo piatto dello spettro.

$V_R$  viene determinato come prodotto della vita nominale della costruzione  $V_N$  (numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata) e del coefficiente d'uso  $C_U$  (funzione della gravità delle perdite dovute al raggiungimento di un determinato stato limite). I valori  $P_{VR}$  e  $V_R$  che identificano l'accelerazione massima di riferimento per le azioni sismiche confluiscono nella definizione del periodo di ritorno  $T_R$ .

In relazione alla Classe d'Uso II "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti" ( $C_U = 1$ ) e al periodo di riferimento per l'azione sismica,  $V_R = V_N * C_U = 50$  anni, devono essere considerati i periodi di ritorno  $T_R$  elencanti nella seguente Tab. 1.

STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ SLO (PVR = 81 %)	TR = 30 ANNI
	STATO LIMITE DEL DANNO SLD (PVR = 63 %)	TR = 50 ANNI
STATI LIMITE ULTIMI (SLU)	STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA SLV (PVR = 10 %)	TR = 475 ANNI
	STATO LIMITE DI PREVENZIONE DEL COLLASSO SLC (PVR = 5 %)	TR = 975 ANNI

Tab.1 – valori di  $T_r$  espressi in funzione di  $V_r$

Per la valutazione dell'accelerazione massima attesa al sito in funzione della Categoria Sismica di Sottosuolo è stato utilizzato il programma "SPETTRI-NTC.VER.1.03" realizzato dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

In particolare, attraverso il foglio di calcolo sono stati computati i valori di:

- accelerazione massima attesa al sito  $a_{MAX}$  (Peak Ground Acceleration; PGA) a partire dal valore dell'accelerazione orizzontale massima del sito  $a_g$  su suolo rigido con la seguente:

$$a_{MAX} = a_g \cdot S_S \cdot S_T$$

dove  $S_S$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica per la Categoria di Sottosuolo C (pari a 1.2) ed  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica (pari a 1.0) dell'area definiti, rispettivamente, nelle Tabelle 3.2.IV e 3.2.V delle NTC 2018;

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Tab. 3.2.IV – Espressioni di  $S_S$  e di  $C_C$

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

• coefficienti sismici di

accelerazione orizzontale  $K_H$  e verticale  $K_V$ , calcolati secondo le seguenti relazioni:

$$K_H = \beta_S \cdot a_{MAX} \quad K_V = \pm 0,5 \cdot K_H$$

dove il coefficiente di riduzione  $\beta_S$  per  $a_g(g) \leq 0,1$  è pari a 0,20 e 0,24 per  $0,1 < a_g(g) \leq 0,2$  (Tabella 7.11.I delle NTC 2018);

(Tabella

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_S$	$\beta_S$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

- TC, TB, TD per gli stati limite considerati.

Gli esiti del calcolo per la CATEGORIA DI SUOLO C sono riportati nella seguente Tab. 2, mentre in ALLEGATO 2 sono riportati gli spettri di normativi in forma tabellare completa.

CATEGORIA C	PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE				COEFFICIENTI SISMICI					SPETTRO NORMATIVA		
	$T_R$ (ANNI)	$a_g$ (g)	$F_0$	$T_c$ (s)*	$S_S$	$S_T$	$a_{MAX}$ (g)	$K_H$	$K_V$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
SLO	30	0,026	2,464	0,187	1,500	1	0,039	0,0078	0,0039	0,114	0,342	1,703
SLD	50	0,033	2,500	0,209	1,500	1	0,0495	0,0099	0,00495	0,122	0,367	1,734
SLV	475	0,088	2,474	0,276	1,500	1	0,132	0,03168	0,01584	0,148	0,443	1,951
SLC	975	0,116	2,462	0,284	1,500	1	0,174	0,04176	0,02088	0,151	0,452	2,065

Tab.2 – parametri di pericolosità sismica di base ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ ) riferiti ai periodi di ritorno  $T_R$  per gli stati limite SLE e SLU (calcolati con il programma "Spettri-NTC.ver.1.03") e coefficienti sismici stimati.

### ESCLUSIONE DELLA VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Ai sensi della normativa NTC 2018 (§7.11.3.4.2), integrata con le indicazioni di cui alla Linee Guida a cura delle Associazione Geotecnica Italiana, la probabilità che si manifestino fenomeni di liquefazione è bassa o nulla se è verificata almeno una delle seguenti 5 condizioni:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e $qc_{1N}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ .

In relazione alle caratteristiche macrosismiche dell'area, alle condizioni di sito in termini di accelerazione massima attesa ai sensi delle NTC 2018 (§5.2) ed alle caratteristiche idrogeologiche dell'area (§3.3), in Tab.3 viene proposta la valutazione delle quattro condizioni con eventuale interruzione alla prima esclusione possibile.

Per quanto riguarda le condizioni geologico-sismiche sito specifiche, in relazione al fatto che le l'accelerazione attesa al piano campagna in condizioni di *free-field* ai tempi di ritorno di 475 e 975 anni non eccede il valore soglia di 0.1 g.

In tali condizioni geologico sismiche sito specifiche e sulla base delle caratteristiche dell'opera in progetto (ai sensi delle Tabelle 2.4.I e 2.4.II delle NTC 2018; §1.1) la verifica alla liquefazione non deve essere effettuata.

CONDIZIONE DI ESCLUSIONE	SITO DI PROGETTO	ESCLUSIONE
1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;	si	SI
2: Accelerazione massima attesa in superficie in condizioni <i>free-field</i> minore di 0.1g	$a_{MAX} (g) < 0.1$	SI
3: profondità media stagionale della falda > 15 m	Non rilevata	SI
4: depositi costituiti da sabbie pulite..	no	SI
5: distribuzione granulometrica esterna al fuso granulometrico Figg.7.11.1 e 7.11.2	si	SI

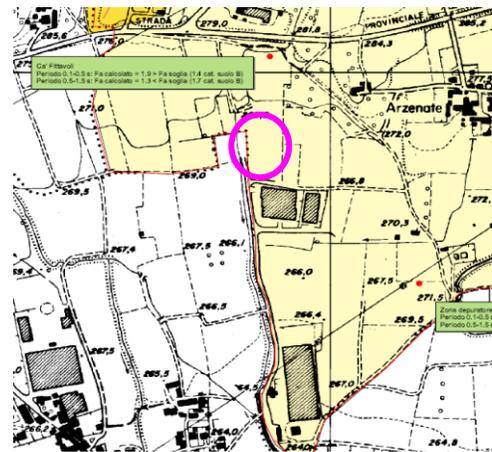
Tab.3 – Analisi dei fattori di esclusione alla verifica della liquefazione (ai sensi delle NTC2018)

### ASPETTI SISMICI AI SENSI DELLA NORMATIVA REGIONALE I LIVELLO DI APPROFONDIMENTO

Il moto del terreno generato da un sisma in un dato sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà meccaniche dei materiali che li costituiscono e che possono influenzare, in occasione di eventi sismici, la pericolosità di base producendo effetti locali.

Ai sensi della DRG IX/2616, il PGT del Comune di Barzana ha sviluppato la Carta della Pericolosità Sismica Locale (PSL) del proprio territorio, nella quale è riportata la perimetrazione dei diversi scenari tra le possibilità previste dall'Allegato 5 alla D.G.R. IX/2616 e dipendenti dalle caratteristiche del territorio nei termini di effetti dovuti ad instabilità ed amplificazione di sito.

Dalla disamina della carta di PSL contenuta nella *Carta della Pericolosità Sismica Locale* (2016 – invariata) si evince che, ai sensi del PGT vigente, l'area oggetto dell'intervento è classificata in Zona Z4a "Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi".



In relazione alla classificazione da PSL nel sito, è stata valutata l'esclusione della verifica a liquefazione sensi della normativa NTC 2018 (§7.11.3.4.2) (Par. 6.4).

### II LIVELLO DI APPROFONDIMENTO

Considerando, in prima analisi, le caratteristiche dell'area in esame tipiche dello scenario Z4a, si è proceduto alla definizione della risposta sismica sito-specifica dei terreni in termini di fattore di amplificazione (Fa) attraverso la verifica di II livello definita con la metodologia semplificata prevista dalla Regione Lombardia nella D.G.R. n° IX/2616 (Punto 2.2.2. dell'Allegato 5).

L'analisi è stata realizzata a titolo di completezza ed integrazione con l'analisi di II livello disponibile nel PGT di Barzana.

L'approfondimento prevede un approccio semi-quantitativo attraverso il quale viene valutato il grado di protezione raggiunto dalla normativa vigente nel tenere in considerazione gli effetti sismici locali. A tal fine, la metodologia fornisce la stima della risposta sismica dei terreni in termini di Fa negli intervalli di periodo 0.1-0.5 s e 0.5-1.5 s, scelti in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie più frequenti sul territorio (il primo per strutture basse e relativamente rigide, il secondo a strutture alte e flessibili).

Ai sensi della D.G.R. 5001/2016 tale valutazione può essere eseguita solamente se sono verificate alcuni specifici requisiti di applicabilità che consistono nell'assenza di fenomeni 2D connessi alla risonanza del bacino, nell'assenza di inversioni di velocità significative, nella presenza di contrasti di impedenza inferiori a 3 e che i valori di  $V_{SH}$  siano maggiori di 250 m/s.

La valutazione del grado di protezione viene effettuata in termini di contenuti energetici confrontando il valore di Fa ottenuto con un parametro di analogo significato (definito Valore Soglia) calcolato per ciascun comune della Lombardia, per varie categorie di terreno di fondazione e per i due intervalli di periodo.

La procedura prevede pertanto di valutare il valore di Fa con le schede di valutazione e di confrontarlo con il corrispondente valore di soglia. Gli scenari possibili sono i seguenti:

- $Fa < \text{Valore Soglia}$ : la normativa è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione del sito e quindi si applica lo spettro di normativa;
- $Fa > \text{Valore Soglia}$ : la normativa è insufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione e quindi è necessario in fase di progettazione, o effettuare analisi più approfondite oppure utilizzare lo spettro caratteristico della categoria di suolo superiore.

In entrambi i casi, la normativa prevede di considerare un margine di variabilità di  $\pm 0.1$  che tiene in conto la variabilità del valore di Fa ottenuto dalla procedura semplificata.

INTERVALLO DI PERIODO	VALORI DI SOGLIA DA REGIONE LOMBARDIA			
	Suolo B	Suolo C	Suolo D	Suolo E
0.1 s – 0.5 s	1.4	1.8	2.2	2.0
0.5 s – 1.5 s	1.7	2.4	4.2	3.1

Tab.2– valori soglia relativi agli interventi di periodo 0.1-0.5 s e 0.5-1.5 s per il comune di Barzana (database Regione Lombardia). Evidenziati i valori di riferimento per la categoria di sottosuolo C del sito in esame.

In Tab. 2 sono riportati i valori soglia relativi ai due intervalli di periodo riportato nella banca dati di Regione Lombardia (ai sensi del DGR n. IX/2616). Al fine dell'analisi, è stato utilizzato il profilo di velocità ottenuto dalla prova MASW, corrispondenti ad un suolo di Categoria di Suolo C delle NTC 2018.

Considerando le caratteristiche litologiche del sottosuolo e confrontando l'andamento con la profondità della Vs con quello riportato nelle schede litologiche fornite da Regione Lombardia nell'ALL. 5 alla DGR n. IX/2616, è stata individuata la "SCHEDA LITOLOGIA LIMOSO SABBIOSA TIPO 2" quale scheda di riferimento idonea alla litologia presente ed al profilo di velocità delle onde Vs fino alla profondità presunta del bedrock sismico locale .

La velocità media equivalente dei vari orizzonti di terreno superiore a 4 metri di spessore della successione stratigrafica ( $V_{S_m} = 235$  m/s per 4 m) permette di utilizzare la seconda curva di correlazione per definire l'amplificazione stratigrafica del sito, mentre per il periodo di riferimento viene utilizzato quello ottenuto dalla procedura di normativa ( $T_0 = 0,315$  s).

In base ai valori del periodo di riferimento i dati forniti sulle curve specifiche (in questo caso in riferimento a edifici con periodi di oscillazione compresi tra 0,1 e 0,5 s) il Fattore di amplificazione ( $F_a$ ) dovuto a questa specifica stratigrafia sismica è  $F_{a,0,1-0,5} = 1,80$ . Il Fattore di amplificazione di soglia riportato nella banca dati di Regione Lombardia (soglie\_lomb.xls) per il caso specifico in cui la categoria di sottosuolo C risulta  $F_{a,0,1-0,5} = 1,8$ .

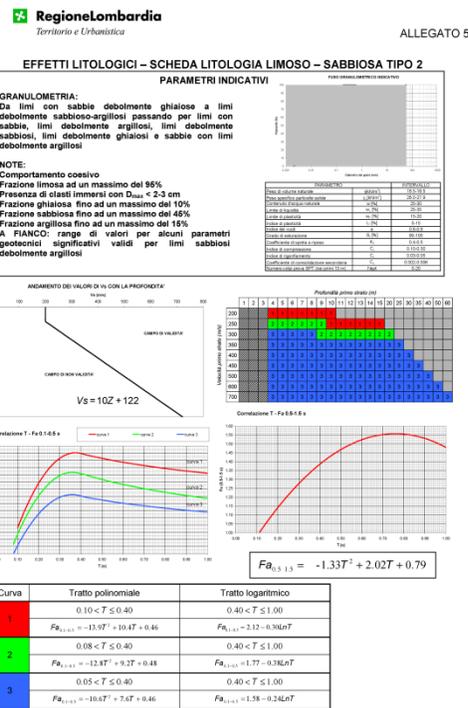
Dal momento che i valori del fattore di amplificazione calcolato è uguale al Fattore di amplificazione di Soglia, si considera un suolo sismico di Classe C, per il quale la normativa di riferimento risulta adeguata a considerare i possibili effetti di amplificazione sismica. Considerando il caso di edifici di maggiore altezza ( $F_{a,0,5-1,5}$ ) si avrebbe un analogo risultato.

## CARATTERIZZAZIONE LITOLOGICA E GEOTECNICA - GEOMECCANICA DEL SOTTOSUOLO INDAGINI IN SITO

Il progetto in questione prevede la formazione di un edificio produttivo come indicato nelle tavole progettuali, mediante formazione di fondazioni su plinti di grosse dimensioni. In alternativa è possibile prevedere fondazioni su pali.

Mediante specifiche indagini in sito sono stati attribuiti ai terreni in oggetto i parametri geotecnici, sismici ed idrogeologici caratteristici, indispensabili alle verifiche e alle valutazioni geologiche - geotecniche ed idrogeologiche illustrate nella presente relazione; tali verifiche si propongono di definire la fattibilità geologica dell'intervento di progetto, in relazione alle specifiche locali condizioni, e definire i valori di capacità portante e dei cedimenti totali, procedere al dimensionamento di massima del sistema di dispersione delle acque meteoriche di dilavamento della aree variamente impermeabilizzate, nonché fornire agli Enti interessati, gli strumenti necessari al rilascio dei relativi pareri.

Per l'ambito di intervento sono state eseguite n° 6 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT ubicate come da schema allegato.



Profondità da p.c. fino a cui sono state spinta le prove SCPT (Profondità di Rifiuto all'avanzamento)	
N° prova	Profondità in m da p.c.
1	8.80
2	10.00
3	10.00
4	6.60
5	8.60
6	5.00

Le prove sono state eseguite con l'impiego del penetrometro dinamico Compac DPSH – 75 le cui caratteristiche tecniche sono di seguito riportate:

**Peso massa battente 63,5 Kg - altezza caduta libera 0,75 m - Diametro punta conica 50,8 mm - - Lunghezza delle aste 1 m - Peso aste per metro 6,3 Kg - Profondità di giunzione della prima asta 0,90 m - Avanzamento punta 0,20 m.**

L'impiego di tale strumento consente la registrazione continua dei dati relativi alla resistenza all'avanzamento della punta penetrometrica ogni 20 cm permettendo la discretizzazione ottimale dei singoli livelli di terreno attraversato. Le successive elaborazioni ed interpretazioni dei dati forniti dalle prove penetrometriche consentono di attribuire a ciascun livello di terreno attraversato i parametri litotecnici significativi per il calcolo della capacità portante ammissibile e dei cedimenti totali applicando le formule maggiormente descritte in letteratura. I risultati conseguiti dalle prove penetrometriche dinamiche eseguite nell'area di studio sono illustrati nei grafici e nelle tabelle allegate:

m da p.c.		POSTAZIONE DIN 1	POSTAZIONE DIN 2	POSTAZIONE DIN 3	POSTAZIONE DIN 4	POSTAZIONE DIN 5	POSTAZIONE DIN 6
da	a	n. colpi punte					
0.0	0.2	16	17	12	7	6	11
0.2	0.4	10	13	8	7	7	8
0.4	0.6	3	10	7	5	12	7
0.6	0.8	1	2	5	2	10	3
0.8	1.0	1	2	5	2	10	2
1.0	1.2	2	2	2	9	9	2
1.2	1.4	4	3	2	3	8	2
1.4	1.6	3	2	1	2	3	3
1.6	1.8	4	2	2	2	3	2
1.8	2.0	6	7	2	2	2	3
2.0	2.2	5	10	3	2	2	2
2.2	2.4	4	8	5	3	2	2
2.4	2.6	4	7	3	2	2	3
2.6	2.8	4	4	3	2	2	4
2.8	3.0	5	7	3	3	5	4
3.0	3.2	5	12	4	4	7	5
3.2	3.4	5	5	4	2	3	5
3.4	3.6	5	5	3	3	5	6
3.6	3.8	5	4	4	2	6	8
3.8	4.0	7	5	5	7	4	5
4.0	4.2	9	9	6	4	4	8
4.2	4.4	6	22	8	3	3	6
4.4	4.6	10	19	7	6	3	7
4.6	4.8	10	22	8	5	4	8
4.8	5.0	21	19	7	7	6	Rifiuto
5.0	5.2	9	26	7	6	10	
5.2	5.4	18	15	5	11	10	
5.4	5.6	22	15	6	23	12	
5.6	5.8	21	14	6	38	33	
5.8	6.0	15	15	7	37	25	
6.0	6.2	14	14	10	25	20	
6.2	6.4	29	21	10	29	37	
6.4	6.6	37	17	11	>100	27	
6.6	6.8	29	12	9		20	
6.8	7.0	11	8	20		23	
7.0	7.2	14	12	26		23	
7.2	7.4	20	9	14		25	
7.4	7.6	18	11	12		18	
7.6	7.8	16	11	8		22	
7.8	8.0	13	10	9		21	
8.0	8.2	20	14	9		20	
8.2	8.4	17	9	7		19	
8.4	8.6	33	12	16		Rifiuto	
8.6	8.8	>100	9	12			
8.8	9.0		8	10			
9.0	9.2		13	10			
9.2	9.4		15	13			
9.4	9.6		10	16			
9.6	9.8		14	15			
9.8	10.0		15	14			

	1 strato	argilla limosa sabbiosa molle
	2 strato	ghiaia limosa sabbiosa
		ghiaia limosa sabbiosa con falda sospesa
	3 strato	ghiaia limosa sabbiosa c on ciottoli

Le prove SCPT da 1 a 6 sono state interrotte tra – 5,00 e -10,00 m di profondità (quota adeguata ad indagare il volume di terreno coinvolto nell'isobara di sollecitazione delle tensioni trasmesse dalle fondazioni) riscontrando rifiuto all'avanzamento per il raggiungimento del tetto di un livello ghiaioso con presenza di ciottoli che ha impedito l'ulteriore avanzamento della punta penetrometrica, ad esclusione delle prove n° 2-3.

Durante l'esecuzione delle prove 1 -2 è stata riscontrata la presenza di acqua (aste estratte molto bagnate) rispettivamente in un intervallo compreso tra circa -5,00/-6,00 m e -7,00/-8,00 m da p.c. e a partire da circa -5,00 m, in relazione alla possibile presenza di una locale falda temporanea sospesa.

Si raccomanda in ogni caso di impermeabilizzare le fondazioni e le strutture interrate per evitare fenomeni di risalita capillare a seguito di precipitazioni meteoriche abbondanti e/o di infiltrazioni di acqua nel terreno.



*Report fotografico di alcune prove*

## CORRELAZIONE SCPT – SPT ED INTERPRETAZIONI GEOTECNICHE

Poiché le correlazioni empiriche esistenti in letteratura tra i risultati di una prova penetrometrica dinamica continue SCPT ed i principali parametri geotecnici del terreno fanno riferimento essenzialmente alle prove SPT (Standar Penetration Test), è necessario applicare una correzione ai risultati delle prove SCPT, per tenere conto delle diverse modalità esecutive.

Nel caso specifico la correzione è stata operata sulla base delle differenti modalità esecutive della prova SCPT e della prova SPT (peso del maglio, volata, area della punta, ecc.) che comportano energie di infissione ovviamente differenti; per rapportare il numero di colpi dell'SPT con quelli del dinamico continuo diversi Autori propongono l'applicazione del seguente fattore correttivo:

$$Cf = \frac{M1 \cdot H1 \cdot P11 \cdot Ap1}{M2 \cdot H2 \cdot P12 \cdot Ap2}$$

dove:

M2	=	peso del maglio SPT (63.5 kg);
H2	=	volata del maglio SPT (75 cm);
PI2	=	passo di lettura SPT (15 cm);
Ap2	=	area della punta SPT (20.4 cmq);
M1	=	peso del maglio del dinamico continuo;
H1	=	volata del maglio del dinamico continuo;
PI1	=	passo di lettura del dinamico continuo;
Ap1	=	area della punta del dinamico continuo.

Il numero di colpi da utilizzare nel calcolo dei parametri geotecnici sarà dato da:

$$Nspt = CfNsct$$

Nel caso specifico il coefficiente di correlazione è stato assunto pari a 1,5 in accordo con i risultati ottenuti da Muromachi e Kobayashi (1981), che hanno presentato una correlazione fra N30 (colpi per 30 cm di penetrazione) ed Nspt attraverso l'utilizzo del penetrometro l'RTRI-HEAVY, giapponese, con maglio di 63,5 Kg, caduta 75 cm, di punta = 5,08 cm, il quale è simile al penetrometro italiano tipo EMILIA-DPSH (e al penetrometro utilizzato per le seguenti prove). I due autori trovano che i dati, rilevati in materiali compresi in un'ampia gamma granulometrica, tenendo conto dell'influenza dell'attrito laterale la relazione diventa:

$$\frac{N_{30}}{Nspt} = 1,5$$

L'interpretazione e l'elaborazione dei dati forniti dalla media delle 6 prove, al fine di attribuire agli orizzonti attraversati i parametri litotecnici illustrati nelle tabelle allegate.

## VERIFICHE GEOTECNICHE TERRENI

Per procedere alle verifiche geotecniche risulta necessario conoscere i parametri geotecnici dei terreni di sottofondo dell'area di intervento e procedere con le verifiche a liquefazione.

## PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Le NTC 2018, stabiliscono che in luogo dei parametri geotecnici nominali, nelle verifiche geotecniche debbano essere utilizzati i parametri geotecnici caratteristici.

Definire il valore caratteristico significa pertanto scegliere il parametro geotecnico che influenza il comportamento del terreno in quel determinato stato limite, ed adottarne un valore, o stima, a favore della sicurezza.

Esistono due metodi per la determinazione dei parametri caratteristici:

- Un primo metodo considera l'approccio probabilistico, considerando quindi le quantità statistiche ricavate su un opportuno campione di prove – Metodo statistico;
- Un secondo metodo si valuta i valori caratteristici delle proprietà del terreno in funzione del livello di deformazione previsto per lo stato limite considerato – Metodo geotecnico.

Per il caso specifico si è adottato l'approccio geotecnico, considerando valori caratteristici prossimi ai minimi più scadenti tra i valori nominali riscontrati ed illustrati nelle tabelle relative alle prove SCPT eseguite.

Applicando l'approccio geotecnico, per il caso specifico, per la stima dei parametri geotecnici caratteristici si ottengono i seguenti valori:

Prof. Strato (m)	Descrizione	N <sub>SPT</sub> medio	$\gamma_n$ [Kg/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_s$ [Kg/m <sup>3</sup> ]	Coesione non drenata [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Fi [°]	Ey [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [Kg/cm <sup>2</sup> ]
0 - 0,4	Riporto compattato	12	--	--	--	--	--	--
0.4 - 5,0	Argilla limoso sabbiosa molle	5	1630	1870	0.21	0	26.33	39.50
5.0 -10,0	Ghiaia limosa argillosa	15	1980	2018	--	30.2	136.07	74.08

### MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO

L'interpretazione e l'elaborazione dei dati forniti dalle prove penetrometriche SCPT, ha consentito di attribuire agli orizzonti attraversati i parametri litotecnici medi che costituiscono il modello geotecnico del terreno riportato nel paragrafo precedente.

Le prove eseguite hanno riscontrato la presenza di una condizione litotecnica molto scadente nel livello più superficiale del terreno, per la presenza di una potente coltre argillosa limosa sabbiosa che si spinge da piano fino alla quota media di circa -5,0 m di profondità, all'interno del quale si sono riscontrate nel settore Nord del lotto, locali falde sospese (-5,00/-6,00 m e -7,00/-8,00 m da p.c.).

Oltre tale quota compaiono rapidamente i termini ghiaiosi limosi argillosi profondi dotati di buone caratteristiche geotecniche entro i quali dovranno necessariamente essere posate le fondazioni di progetto. Nel settore nord est non è stato raggiunto il rifiuto alla penetrazione, pur avendo intercettato l'orizzonte ghiaiosi limoso argillosi, anche se a profondità di qualche metro superiori (circa - 6,0 m).

**Questo modello litostratigrafico è confermato anche dalle indagini ERT 2D eseguite sul lotto.**

**Quanto riportato nel modello stratigrafico – litotecnico concettuale caratteristico di riferimento proposto, andrà attentamente valutato e verificato in fase di esecuzione degli scavi a cura della DL, per confermare la presenza al piano di posa e per i volumi di terreni coinvolti dalle fondazioni, di orizzonti che autorizzano, dal punto di vista geotecnico, ad estendere il modello stratigrafico – geotecnico caratteristico concettuale di riferimento, desunto dalle indagini in sito eseguite, a tutto l'ambito da edificare ed escludere la presenza di vuoti/sacche/cavità, che in tal caso andranno adeguatamente trattate/bonificate.**

In fase di esecuzione degli scavi si raccomanda pertanto la massima cautela al fine di escludere la presenza, al piano di posa, di cavità e/o sacche di materiali geotecnicamente più scadenti e/o altre anomalie, che in tal caso andranno adeguatamente verificate e bonificate e/o trattate opportunamente per migliorarne le caratteristiche geotecniche in modo che tutte le fondazioni, risultino posate in ogni punto entro il livello ghiaioso limoso ben addensato, non esitando, qualora necessario, ad approfondire localmente il piano di posa delle fondazioni.

Tali valori verranno adottati, applicando i relativi coefficienti riduttivi per il calcolo dei parametri di progetto, nelle verifiche geotecniche riportate nel seguente rapporto.

VERIFICA AL CARICO LIMITE DELL'INSIEME FONDAZIONE-TERRENO

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione  $E_d \leq R_d$ , dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (in questo caso del terreno di fondazione). Al fine di consentire l'esecuzione delle verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) dell'opera in progetto, viene determinata la resistenza di progetto del terreno di fondazione al collasso per carico limite ( $R_d$ ), che si ottiene dividendo la resistenza caratteristica del terreno  $R_k$  (coincidente con la capacità portante limite), per un fattore di sicurezza  $R$  variabile a seconda dell'approccio scelto per le suddette verifiche. Il calcolo della resistenza del sottofondo è stato condotto sia in condizioni statiche (assenza di sisma), sia in condizioni dinamiche (presenza di sisma). In condizioni dinamiche si è tenuto conto, nel calcolo della resistenza, dei coefficienti riduttivi dei fattori di portanza  $N_q$ ,  $N_c$  ed  $N_g$ , legati all'accelerazione sismica orizzontale al piano di posa delle fondazioni, secondo quanto prescritto da Paolucci & Pecker (1997). Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione 6.2.1 sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale.

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

Le rimanenti verifiche devono essere

effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

Verifiche gli stati limite di esercizio (SLE)

- Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione 6.2.7, calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni. Forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

Nelle verifiche geotecniche per la stima della capacità portante si sono adottati i metodi più diffusi in letteratura, applicando i relativi effetti sismici sulla base dei parametri scaturiti dalla caratterizzazione sismica del sito utilizzando il software commerciale LoadCap, versione 2020 implementato dalla Geostru.

**Nelle verifiche geotecniche sono state ipotizzate le azioni e combinazioni di carico riportate nella tabella di seguito riportata; sarà cura dello strutturista verificare la congruenza di tali dati con le azioni effettivamente agenti sulle fondazioni e qualora necessario, saranno eseguite ulteriori iterazioni di verifica sulla base delle azioni di progetto.**

Nelle verifiche geotecniche sono state considerate fondazioni plinti isolati, con i carichi ipotizzati al piano di posa:

<b>Fondazioni a plinti di dimensioni 4 x 4 m posate a – 5,0 m da p.c. – Rinterro 90 cm</b>	
<b>Combinazione delle azioni sulle fondazioni (Kg/cm<sup>q</sup>)</b>	
<b>Ipotesi orientativa (da verificare)</b>	
A1+M1+R3	1.70
SISMA	1.70
SLE	1.70

**ESITI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE RELATIVE ALLA RESISTENZA DEI TERRENI ALLO SLU**

Nelle verifiche geotecniche sono state considerate fondazioni su plinti delle dimensioni sopra indicate, posate a circa - 5.00 m di profondità, con incastro effettivo pari a 0,90 cm.

In ogni caso le fondazioni dovranno essere posate entro l'orizzonte geotecnico addensato, non esitando ad approfondire le fondazioni e/o a procedere con una bonifica del sottofondo, con i carichi ipotizzati al piano di posa con le combinazioni di carico indicate, riportate nella tabella precedente.

Nella tabella a seguire sono riportati gli esiti delle verifiche geotecniche eseguite con le combinazioni di calcolo indicate, sia in condizioni statiche che in condizioni dinamiche.

Le condizioni più cautelative si sono riscontrate adottando l'Approccio 2 – Combinazione Unica

Le verifiche geotecniche eseguite hanno fornito i seguenti esiti:

Fondazioni	Sigma massima a compressione SLU – Qultima(K/cm <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione massima esercizio Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coefficiente di sicurezza	Verifica geotecnica	Cedimenti totali (mm)
Vedasi nella tabella precedente	4.89	2.54	1.7	>1,80	Verificata	20 mm

I suddetti calcoli costituiscono una valutazione preliminare della Tensione Massima di Esercizio per consentire al Progettista delle strutture di operare le scelte ottimali. Per le verifiche geotecniche ai sensi del punto 6.2.3. delle NTC, si rimanda alla relazione sulle fondazioni redatta dal Progettista.

**Nel dimensionamento esecutivo delle fondazioni si raccomanda di adottare in ogni caso un valore di Tensione Massima di Esercizio Ed non superiore a Ed = 1,70 Kg/cm<sup>q</sup>.**

Nella verifica dei cedimenti totali, considerando fondazioni con carichi di esercizio indicati, i valori dei cedimenti totali risultano pari a circa 20 mm.

In alternativa è possibile prevedere fondazioni su pali, ammorsandoli, in ogni caso, almeno 2 m nell'orizzonte compatto.

## CONCLUSIONI

Alla luce delle considerazioni di cui sopra, si dovrà tener conto, in fase di predisposizione del progetto esecutivo degli interventi, delle seguenti prescrizioni:

- le fondazioni della struttura di progetto non possono essere posate entro gli orizzonti superficiali, considerate le scadenti qualità geotecniche e l'elevata propensione alla compressibilità di tali livelli

Adottando tali valori di portanza i cedimenti totali risulteranno entro i 20 mm; per migliorare ulteriormente l'interazione tra fondazione e sottofondo si raccomanda di regolarizzare il piano di posa con uno strato di magrone di spessore almeno 30 cm, armato con rete elettrosaldata in Fe standard, con maglia 15 x 15 e diametro 6 mm.

In fase di scavo, la DL dovrà porre la massima cura al fine di verificare che in ogni punto le fondazioni risultino posate entro l'orizzonte indicato, accertando l'assenza di cavità/sacche colmate con materiale geotecnicamente scadente al di sotto del piano di posa, che in tal caso andranno adeguatamente bonificate; qualora dovessero ravvisarsi difformità o anomalie, dovrà essere tempestivamente contattato la scrivente per un sopralluogo di verifica e per prevedere, se il caso, supplementi di indagini integrative a partire da fondo scavo.

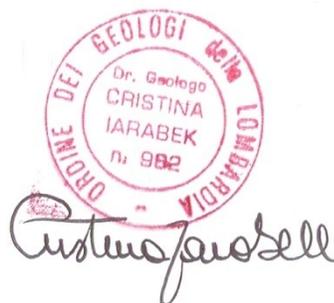
Si raccomanda la massima cautela in fase di sbancamento, mettendo in atto idonee modalità operative (sbancamenti per setti alternati, predisposizione di idonee opere di sostegno provvisori/definitive preventive), al fine di garantire la stabilità del fronte scavo e delle strutture.

Il fronte scavo dovrà essere attentamente monitorato e qualora si ravvisassero anomalie dovranno essere tempestivamente messi in atto interventi di stabilizzazione/sostegno.

Si consiglia di mantenere gli scavi aperti per il minor tempo possibile, avendo cura di coprire il fronte degli scavi (già dal bordo superiore) mediante teli impermeabili alla fine di ogni giornata lavorativa per evitare che a seguito di piogge/temporali, possano verificarsi fenomeni di infiltrazione/erosione. Questo, tuttavia, non svincola dal dover adottare tutte le precauzioni previste dalla normativa vigente in merito alla sicurezza sui luoghi di lavoro per scavi di altezza superiore 1,50 m (D.L. n°81/08)

Durante l'esecuzione delle prove è stata riscontrata la presenza di acqua (aste estratte umide) ad una quota compresa tra circa -5,00/-6,00 m e -7,00/-8,00 m nella porzione settentrionale del lotto;

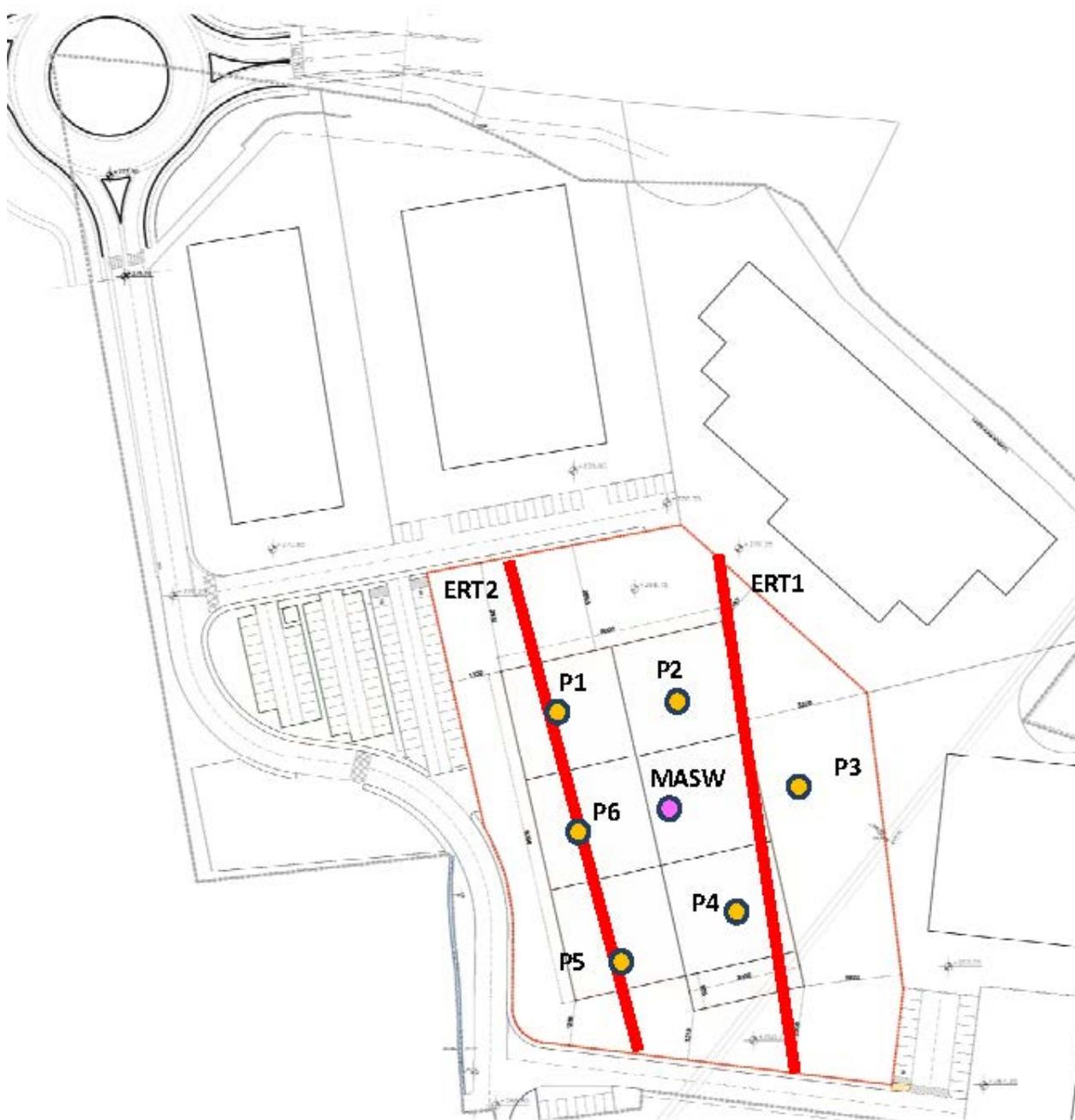
Si raccomanda inoltre di prevedere l'adeguata impermeabilizzazione delle fondazioni e delle strutture interrate per evitare che a seguito di periodi piovosi prolungati si possano verificare fenomeni di infiltrazione e risalita capillare nelle murature.

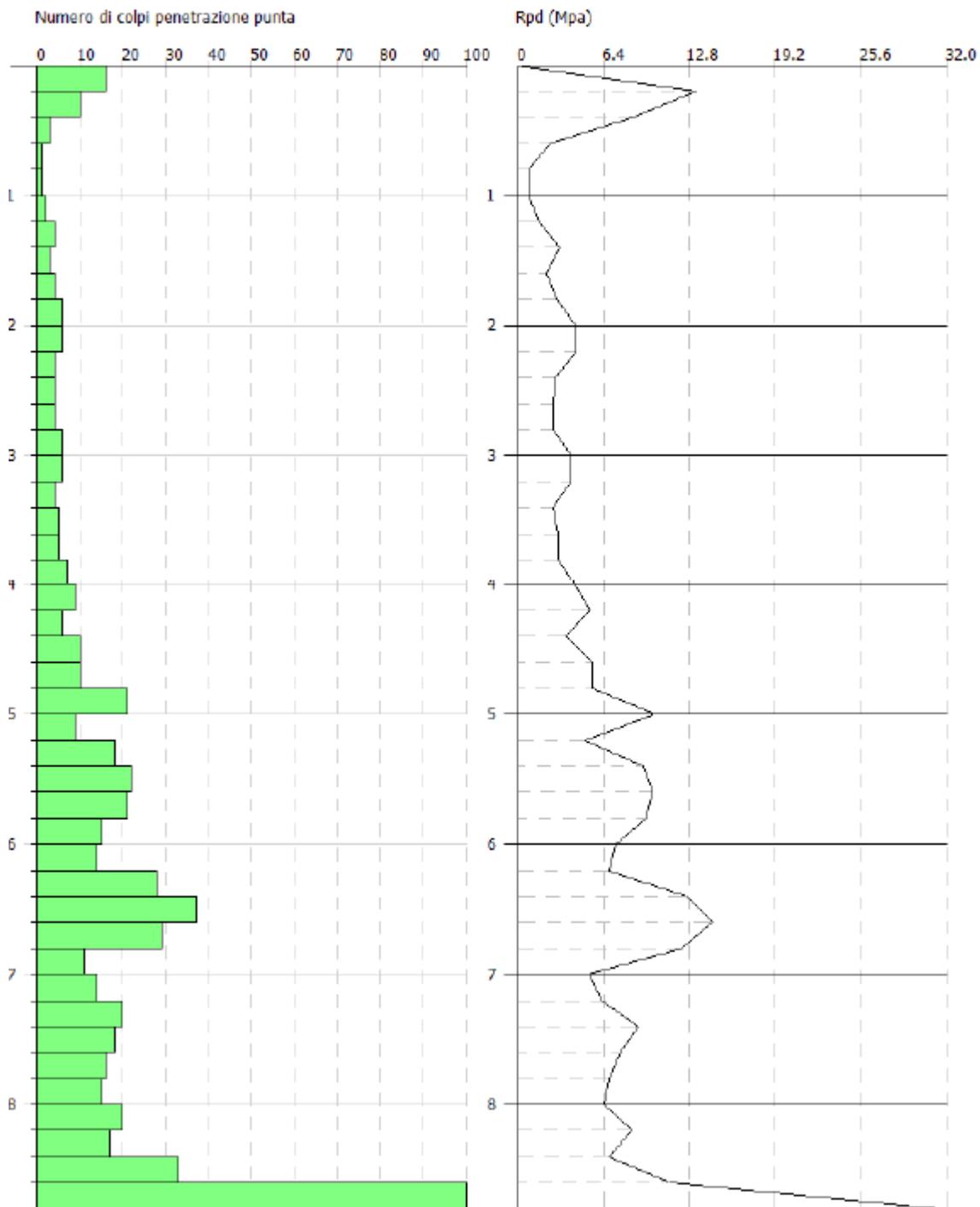


Dr. Geologo  
CRISTINA  
IARABEK  
n. 982

*Cristina Iarabek*

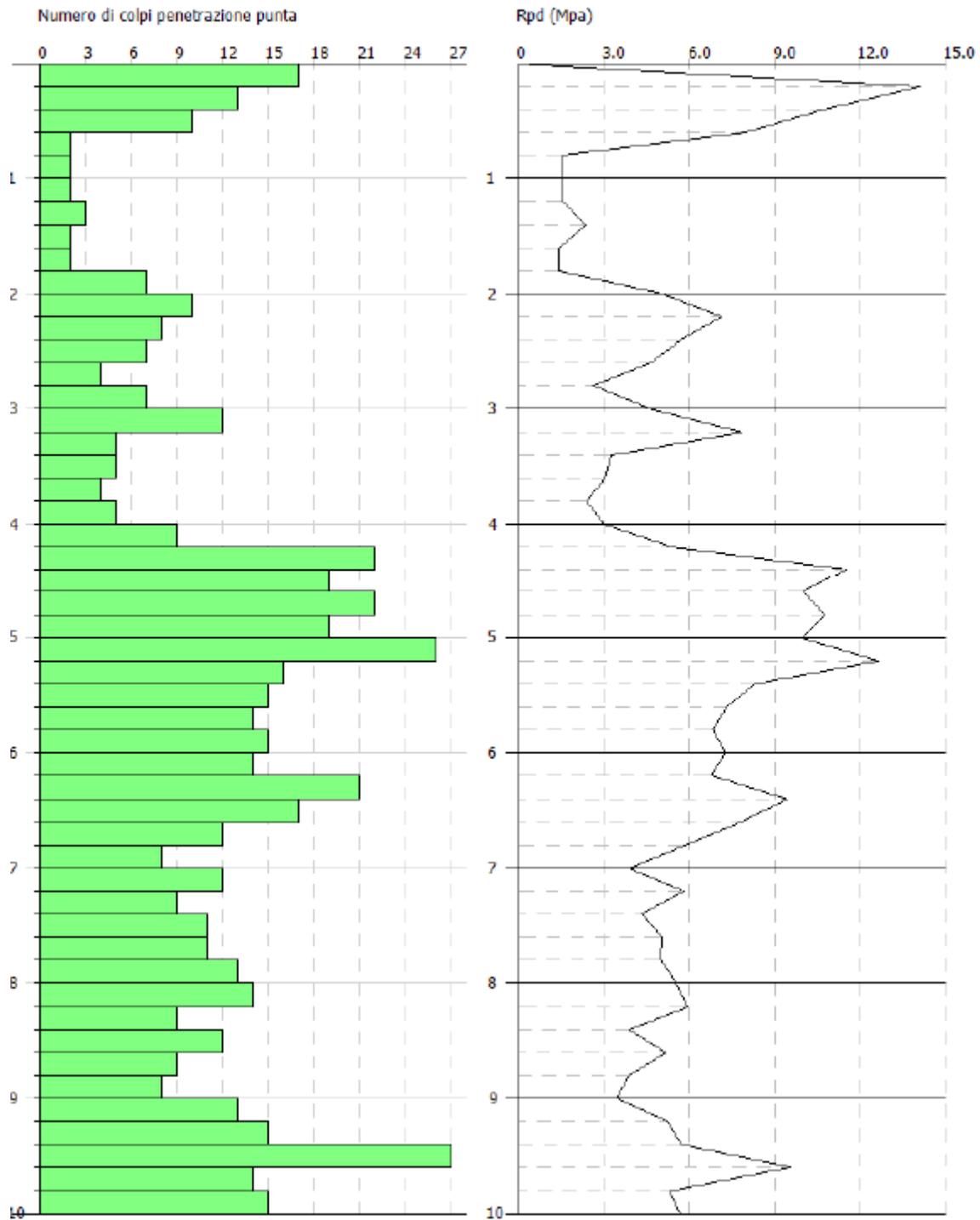
**ALLEGATO 1**  
**UBICAZIONE INDAGINI**  
**DATI PROVE PENETROMETRICHE - GRAFICI**





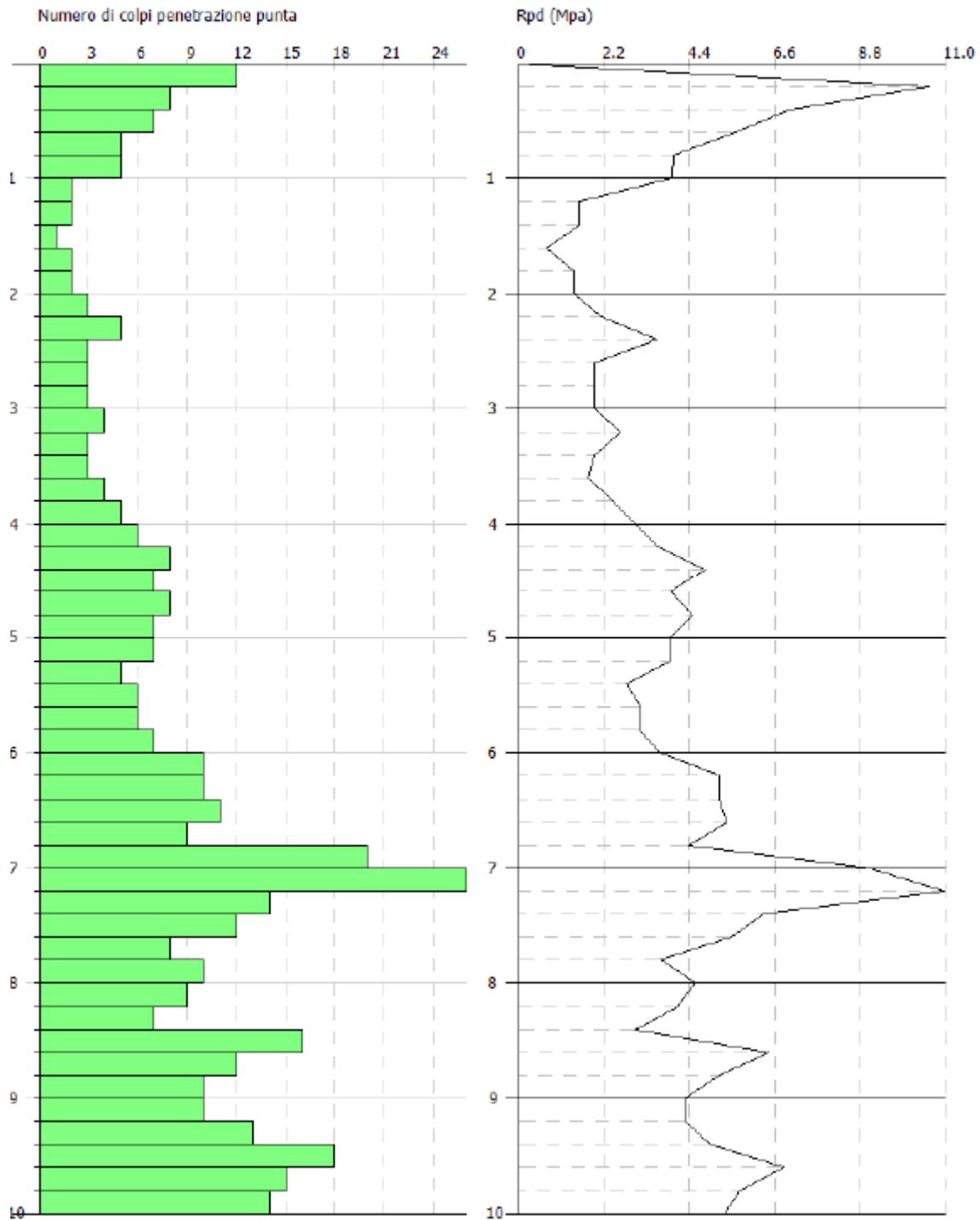
SIGNATURE 1

SIGNATURE 2



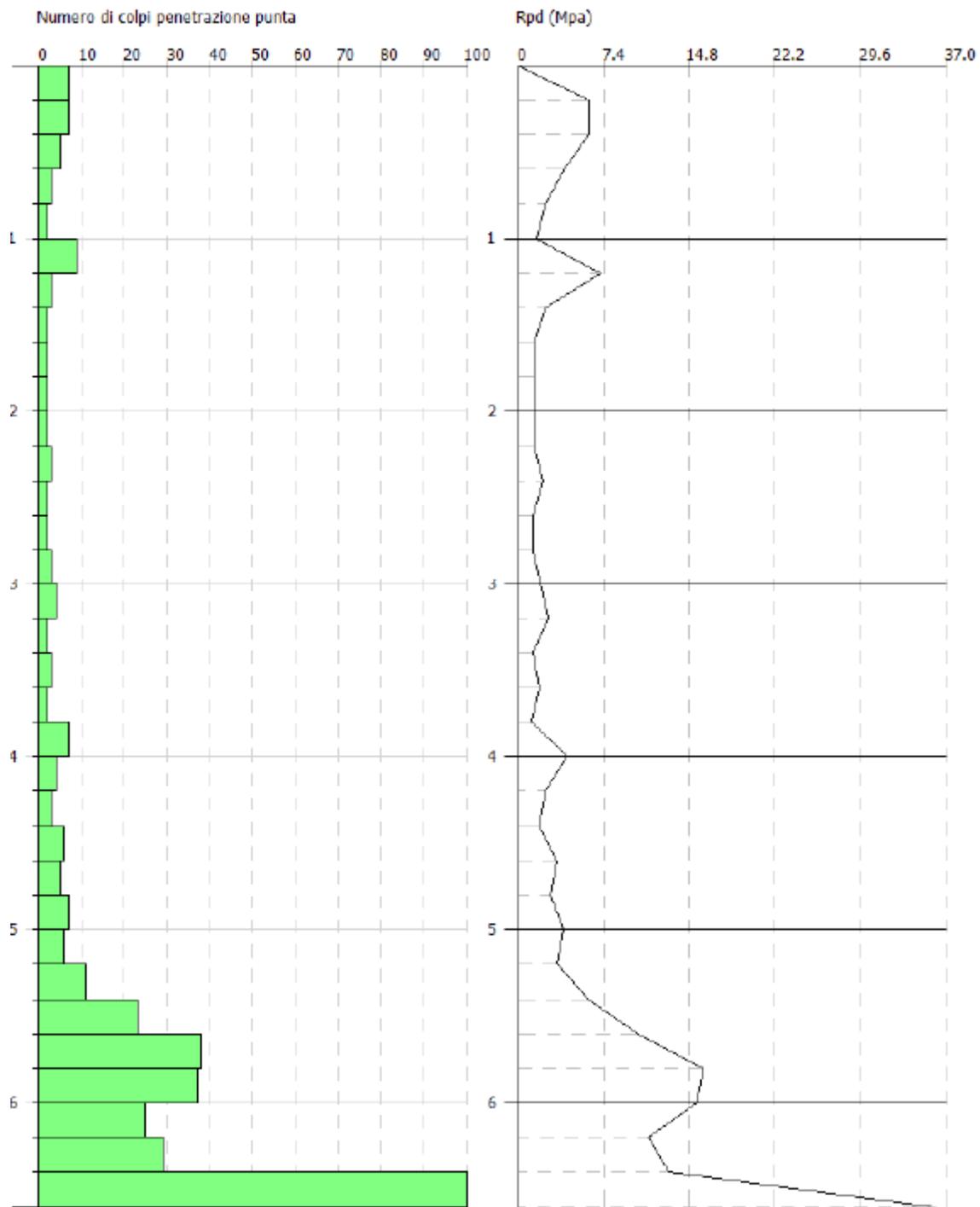
SIGNATURE 1

SIGNATURE 2



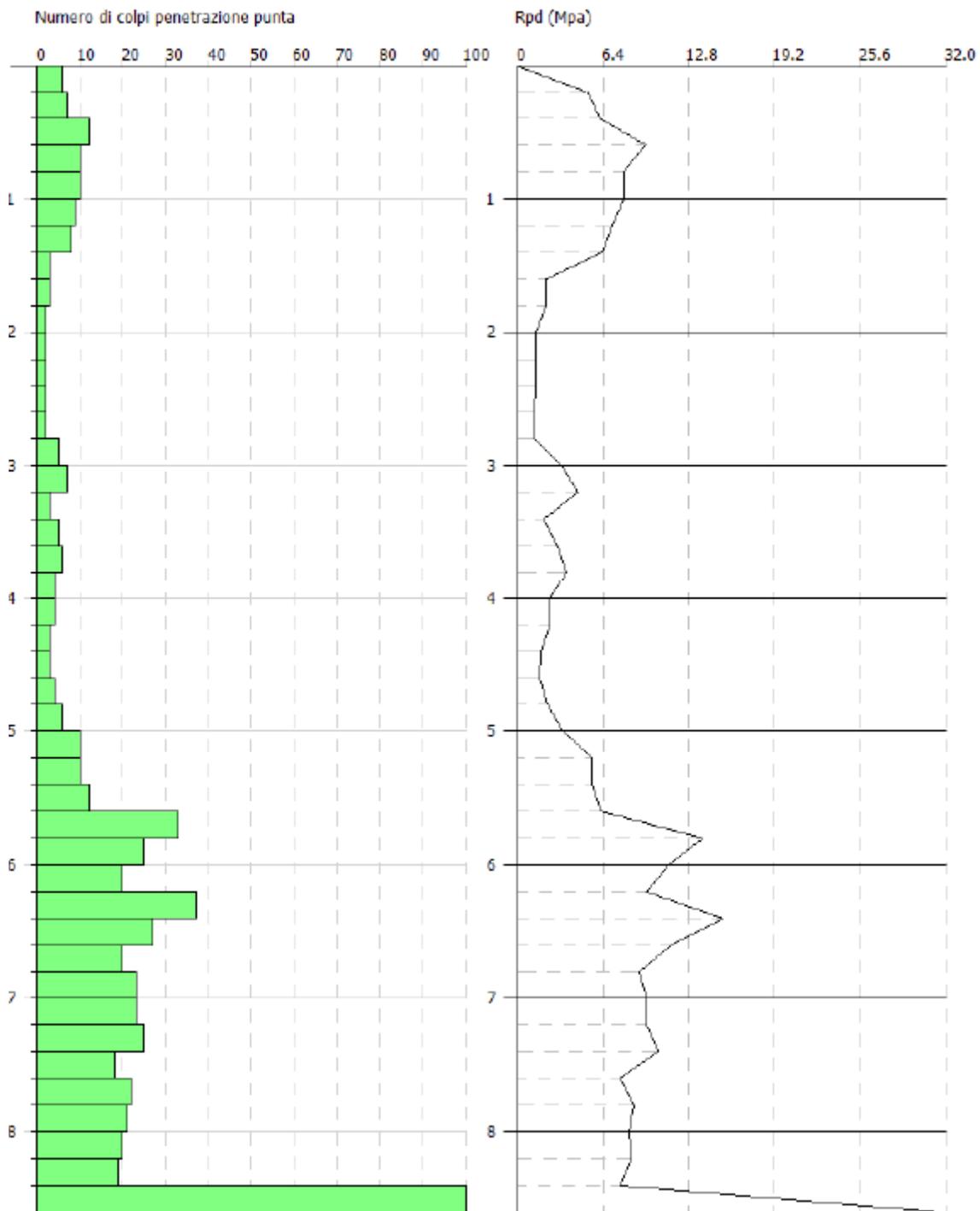
SIGNATURE 1

SIGNATURE 2



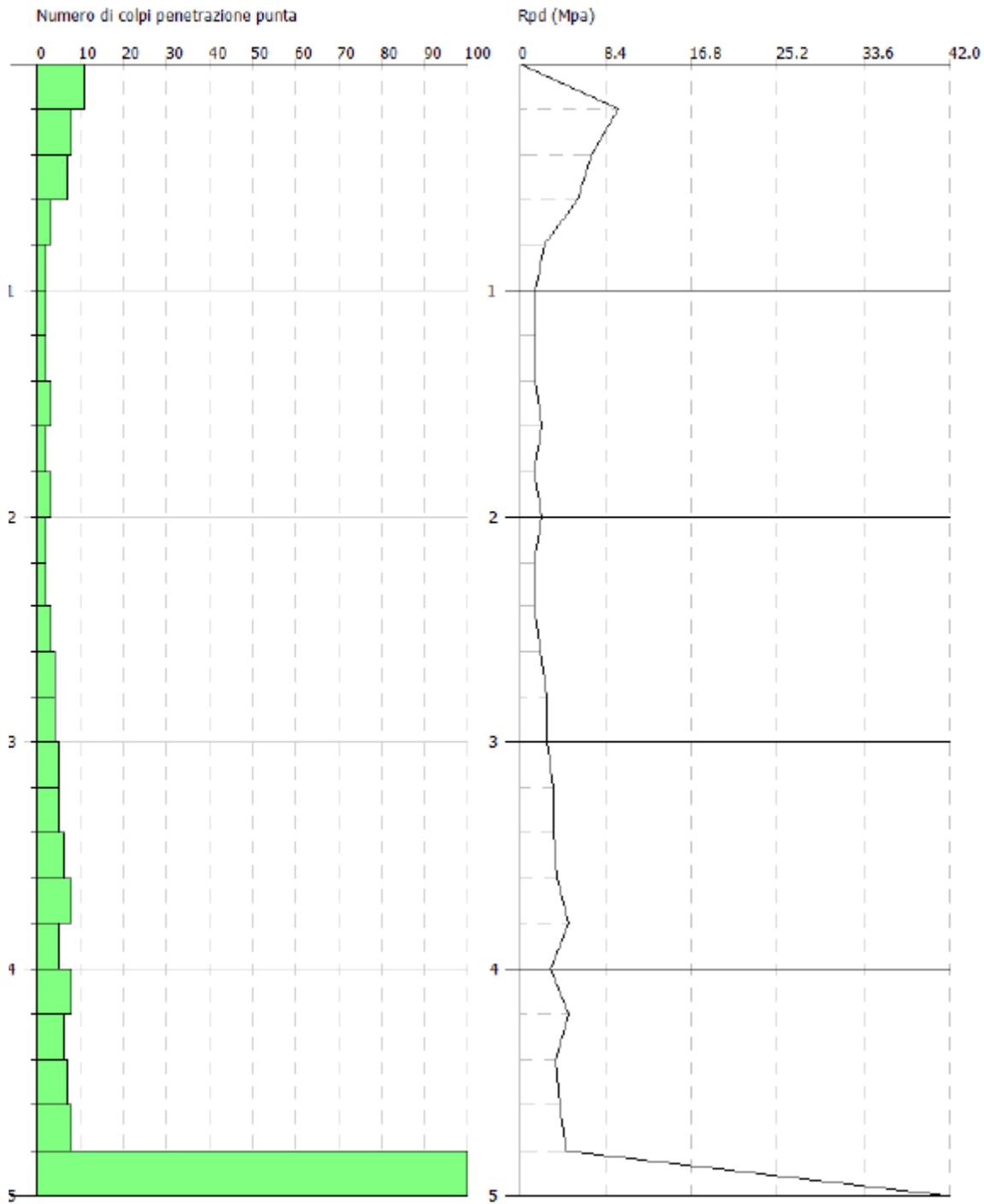
SIGNATURE 1

SIGNATURE 2



SIGNATURE 1

SIGNATURE 2



SIGNATURE 1

SIGNATURE 2

**PROVA ... Nr.1**

Strumento utilizzato...DPSH TG 63-100 PAGANI

Prova eseguita in data

07-02-2023

Profondita' prova  
Falda non rilevata

8.80 mt

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondita' (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	16	0.805	13.27	16.49	663.28	824.33
0.40	10	0.851	8.77	10.30	438.32	515.21
0.60	3	0.847	2.40	2.84	120.15	141.85
0.80	1	0.843	0.80	0.95	39.88	47.28
1.00	1	0.840	0.79	0.95	39.71	47.28
1.20	2	0.836	1.58	1.89	79.09	94.57
1.40	4	0.833	3.15	3.78	157.53	189.14
1.60	3	0.830	2.17	2.62	108.74	131.08
1.80	4	0.826	2.89	3.50	144.42	174.77
2.00	6	0.823	4.32	5.24	215.80	262.16
2.20	6	0.820	4.30	5.24	215.00	262.16
2.40	4	0.817	2.86	3.50	142.81	174.77
2.60	4	0.814	2.65	3.25	132.26	162.43
2.80	4	0.811	2.64	3.25	131.80	162.43
3.00	6	0.809	3.94	4.87	197.03	243.65
3.20	6	0.806	3.93	4.87	196.38	243.65
3.40	4	0.803	2.61	3.25	130.50	162.43
3.60	5	0.801	3.04	3.79	151.88	189.65
3.80	5	0.798	3.03	3.79	151.42	189.65
4.00	7	0.796	4.23	5.31	211.35	265.51
4.20	9	0.794	5.42	6.83	270.94	341.37
4.40	6	0.791	3.60	4.55	180.11	227.58
4.60	10	0.789	5.62	7.12	280.84	355.83
4.80	10	0.787	5.60	7.12	280.07	355.83
5.00	21	0.685	10.24	14.94	511.88	747.24
5.20	9	0.783	5.02	6.40	250.76	320.25
5.40	18	0.731	9.36	12.81	468.23	640.50
5.60	22	0.679	10.01	14.74	500.67	737.22
5.80	21	0.677	9.53	14.07	476.61	703.71
6.00	15	0.725	7.29	10.05	364.66	502.65
6.20	14	0.724	6.79	9.38	339.53	469.14
6.40	28	0.672	12.61	18.77	630.54	938.28
6.60	37	0.620	14.54	23.43	726.81	1171.60
6.80	29	0.669	12.28	18.37	614.10	918.28
7.00	11	0.767	5.34	6.97	267.22	348.31
7.20	14	0.716	6.35	8.87	317.25	443.31
7.40	20	0.714	9.05	12.67	452.27	633.30
7.60	18	0.713	7.70	10.80	385.02	540.23
7.80	16	0.711	6.83	9.60	341.56	480.20
8.00	15	0.710	6.39	9.00	319.59	450.19

8.20	20	0.709	8.51	12.01	425.32	600.25
8.40	17	0.707	7.22	10.20	360.85	510.21
8.60	33	0.606	11.41	18.83	570.40	941.29
8.80	100	0.555	31.65	57.05	1582.28	2852.41

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Mpa)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unita' di volume (KN/m <sup>3</sup> )	Peso unita' di volume saturo (KN/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (KPa)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
------------------	------	----------	------	-------------------	--	---	-------------------------	------------------------------	------	-------------

### PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato...DPSH TG 63-100 PAGANI

Prova eseguita in data 07-02-2023

Profondita' prova 10.00 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondita' (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	17	0.805	14.09	17.52	704.74	875.85
0.40	13	0.801	10.73	13.40	536.33	669.77
0.60	10	0.847	8.01	9.46	400.51	472.85
0.80	2	0.843	1.60	1.89	79.75	94.57
1.00	2	0.840	1.59	1.89	79.42	94.57
1.20	2	0.836	1.58	1.89	79.09	94.57
1.40	3	0.833	2.36	2.84	118.15	141.85
1.60	2	0.830	1.45	1.75	72.49	87.39
1.80	2	0.826	1.44	1.75	72.21	87.39
2.00	7	0.823	5.04	6.12	251.77	305.85
2.20	10	0.820	7.17	8.74	358.33	436.93
2.40	8	0.817	5.71	6.99	285.63	349.54
2.60	7	0.814	4.63	5.69	231.45	284.25
2.80	4	0.811	2.64	3.25	131.80	162.43
3.00	7	0.809	4.60	5.69	229.87	284.25
3.20	12	0.806	7.86	9.75	392.76	487.29
3.40	5	0.803	3.26	4.06	163.12	203.04
3.60	5	0.801	3.04	3.79	151.88	189.65
3.80	4	0.798	2.42	3.03	121.13	151.72
4.00	5	0.796	3.02	3.79	150.96	189.65
4.20	9	0.794	5.42	6.83	270.94	341.37
4.40	22	0.691	11.54	16.69	576.97	834.45
4.60	19	0.739	10.00	13.52	499.78	676.08
4.80	22	0.687	10.76	15.66	537.88	782.83
5.00	19	0.735	9.94	13.52	496.93	676.08
5.20	26	0.683	12.64	18.50	631.89	925.16

5.40	16	0.731	8.32	11.39	416.20	569.33
5.60	15	0.729	7.33	10.05	366.50	502.65
5.80	14	0.727	6.82	9.38	341.19	469.14
6.00	15	0.725	7.29	10.05	364.66	502.65
6.20	14	0.724	6.79	9.38	339.53	469.14
6.40	21	0.672	9.46	14.07	472.90	703.71
6.60	17	0.720	7.76	10.77	387.77	538.30
6.80	12	0.769	5.84	7.60	292.11	379.98
7.00	8	0.767	3.89	5.07	194.34	253.32
7.20	12	0.766	5.82	7.60	290.93	379.98
7.40	9	0.764	4.36	5.70	217.77	284.98
7.60	11	0.763	5.04	6.60	251.80	330.14
7.80	11	0.761	5.03	6.60	251.33	330.14
8.00	13	0.710	5.54	7.80	276.98	390.16
8.20	14	0.709	5.95	8.40	297.72	420.18
8.40	9	0.757	4.09	5.40	204.54	270.11
8.60	12	0.756	5.18	6.85	258.76	342.29
8.80	9	0.755	3.87	5.13	193.75	256.72
9.00	8	0.753	3.44	4.56	171.94	228.19
9.20	13	0.702	5.21	7.42	260.42	370.81
9.40	15	0.701	6.00	8.56	299.98	427.86
9.60	27	0.650	9.54	14.68	476.91	733.76
9.80	14	0.699	5.32	7.61	265.88	380.47
10.00	15	0.698	5.69	8.15	284.41	407.64

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Mpa)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unita' di volume (KN/m <sup>3</sup> )	Peso unita' di volume saturo (KN/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (KPa)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
------------------	------	----------	------	-------------------	--	---	-------------------------	------------------------------	------	-------------

**PROVA ... Nr.3**

Strumento utilizzato...DPSH TG 63-100 PAGANI

Prova eseguita in data 07-02-2023

Profondita' prova 10.00 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondita' (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	12	0.855	10.57	12.36	528.37	618.25
0.40	8	0.851	7.01	8.24	350.66	412.17
0.60	7	0.847	5.61	6.62	280.35	330.99
0.80	5	0.843	3.99	4.73	199.38	236.42
1.00	5	0.840	3.97	4.73	198.54	236.42
1.20	2	0.836	1.58	1.89	79.09	94.57
1.40	2	0.833	1.58	1.89	78.76	94.57
1.60	1	0.830	0.72	0.87	36.25	43.69
1.80	2	0.826	1.44	1.75	72.21	87.39
2.00	2	0.823	1.44	1.75	71.93	87.39
2.20	3	0.820	2.15	2.62	107.50	131.08
2.40	5	0.817	3.57	4.37	178.52	218.46
2.60	3	0.814	1.98	2.44	99.19	121.82
2.80	3	0.811	1.98	2.44	98.85	121.82
3.00	3	0.809	1.97	2.44	98.52	121.82
3.20	4	0.806	2.62	3.25	130.92	162.43
3.40	3	0.803	1.96	2.44	97.87	121.82
3.60	3	0.801	1.82	2.28	91.13	113.79
3.80	4	0.798	2.42	3.03	121.13	151.72
4.00	5	0.796	3.02	3.79	150.96	189.65
4.20	6	0.794	3.61	4.55	180.63	227.58
4.40	8	0.791	4.80	6.07	240.15	303.44
4.60	7	0.789	3.93	4.98	196.58	249.08
4.80	8	0.787	4.48	5.69	224.06	284.66
5.00	7	0.785	3.91	4.98	195.53	249.08
5.20	7	0.783	3.90	4.98	195.03	249.08
5.40	5	0.781	2.78	3.56	138.96	177.92
5.60	6	0.779	3.13	4.02	156.65	201.06
5.80	6	0.777	3.13	4.02	156.28	201.06
6.00	7	0.775	3.64	4.69	181.90	234.57
6.20	10	0.774	5.19	6.70	259.27	335.10
6.40	10	0.772	5.17	6.70	258.70	335.10
6.60	11	0.770	5.37	6.97	268.33	348.31
6.80	9	0.769	4.38	5.70	219.08	284.98
7.00	20	0.717	9.08	12.67	454.18	633.30
7.20	26	0.666	10.96	16.47	548.02	823.29
7.40	14	0.714	6.33	8.87	316.59	443.31

7.60	12	0.763	5.49	7.20	274.69	360.15
7.80	8	0.761	3.66	4.80	182.79	240.10
8.00	10	0.760	4.56	6.00	228.07	300.13
8.20	9	0.759	4.10	5.40	204.90	270.11
8.40	7	0.757	3.18	4.20	159.09	210.09
8.60	16	0.706	6.44	9.13	322.19	456.39
8.80	12	0.755	5.17	6.85	258.33	342.29
9.00	10	0.753	4.30	5.70	214.93	285.24
9.20	10	0.752	4.29	5.70	214.58	285.24
9.40	13	0.701	5.20	7.42	259.98	370.81
9.60	18	0.700	6.85	9.78	342.40	489.17
9.80	15	0.699	5.70	8.15	284.87	407.64
10.00	14	0.698	5.31	7.61	265.45	380.47

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Mpa)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unita' di volume (KN/m <sup>3</sup> )	Peso unita' di volume saturo (KN/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (KPa)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
------------------	------	----------	------	-------------------	--	---	-------------------------	------------------------------	------	-------------

**PROVA ... Nr.4**

Strumento utilizzato...DPSH TG 63-100 PAGANI

Prova eseguita in data 07-02-2023

Profondita' prova 6.60 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondita' (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	7	0.855	6.16	7.21	308.22	360.64
0.40	7	0.851	6.14	7.21	306.83	360.64
0.60	5	0.847	4.01	4.73	200.25	236.42
0.80	3	0.843	2.39	2.84	119.63	141.85
1.00	2	0.840	1.59	1.89	79.42	94.57
1.20	9	0.836	7.12	8.51	355.88	425.56
1.40	3	0.833	2.36	2.84	118.15	141.85
1.60	2	0.830	1.45	1.75	72.49	87.39
1.80	2	0.826	1.44	1.75	72.21	87.39
2.00	2	0.823	1.44	1.75	71.93	87.39
2.20	2	0.820	1.43	1.75	71.67	87.39
2.40	3	0.817	2.14	2.62	107.11	131.08
2.60	2	0.814	1.32	1.62	66.13	81.22
2.80	2	0.811	1.32	1.62	65.90	81.22
3.00	3	0.809	1.97	2.44	98.52	121.82
3.20	4	0.806	2.62	3.25	130.92	162.43
3.40	2	0.803	1.30	1.62	65.25	81.22

3.60	3	0.801	1.82	2.28	91.13	113.79
3.80	2	0.798	1.21	1.52	60.57	75.86
4.00	7	0.796	4.23	5.31	211.35	265.51
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	6	0.789	3.37	4.27	168.50	213.50
4.80	5	0.787	2.80	3.56	140.04	177.92
5.00	7	0.785	3.91	4.98	195.53	249.08
5.20	6	0.783	3.34	4.27	167.17	213.50
5.40	11	0.781	6.11	7.83	305.71	391.41
5.60	23	0.679	10.47	15.41	523.43	770.73
5.80	38	0.627	15.98	25.47	798.76	1273.38
6.00	37	0.625	15.51	24.80	775.50	1239.87
6.20	25	0.674	11.29	16.75	564.41	837.75
6.40	29	0.672	13.06	19.44	653.06	971.79
6.60	100	0.570	36.12	63.33	1806.03	3166.49

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Mpa)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unita' di volume (KN/m <sup>3</sup> )	Peso unita' di volume saturo (KN/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (KPa)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
------------------	------	----------	------	-------------------	--	---	-------------------------	------------------------------	------	-------------

**PROVA ... Nr.5**

Strumento utilizzato...DPSH TG 63-100 PAGANI

Prova eseguita in data 07-02-2023

Profondita' prova 8.60 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondita' (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	6	0.855	5.28	6.18	264.19	309.12
0.40	7	0.851	6.14	7.21	306.83	360.64
0.60	12	0.847	9.61	11.35	480.61	567.42
0.80	10	0.843	7.98	9.46	398.77	472.85
1.00	10	0.840	7.94	9.46	397.08	472.85
1.20	9	0.836	7.12	8.51	355.88	425.56
1.40	8	0.833	6.30	7.57	315.06	378.28
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	2	0.820	1.43	1.75	71.67	87.39
2.40	2	0.817	1.43	1.75	71.41	87.39
2.60	2	0.814	1.32	1.62	66.13	81.22
2.80	2	0.811	1.32	1.62	65.90	81.22

3.00	5	0.809	3.28	4.06	164.19	203.04
3.20	7	0.806	4.58	5.69	229.11	284.25
3.40	3	0.803	1.96	2.44	97.87	121.82
3.60	5	0.801	3.04	3.79	151.88	189.65
3.80	6	0.798	3.63	4.55	181.70	227.58
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	3	0.789	1.69	2.13	84.25	106.75
4.80	4	0.787	2.24	2.85	112.03	142.33
5.00	6	0.785	3.35	4.27	167.60	213.50
5.20	10	0.783	5.57	7.12	278.62	355.83
5.40	10	0.781	5.56	7.12	277.92	355.83
5.60	12	0.779	6.27	8.04	313.30	402.12
5.80	33	0.627	13.87	22.12	693.66	1105.83
6.00	25	0.675	11.32	16.75	565.88	837.75
6.20	20	0.724	9.70	13.40	485.04	670.20
6.40	37	0.622	15.42	24.80	771.22	1239.87
6.60	27	0.670	11.46	17.10	573.12	854.95
6.80	20	0.719	9.10	12.67	455.18	633.30
7.00	23	0.667	9.72	14.57	485.90	728.29
7.20	23	0.666	9.70	14.57	484.78	728.29
7.40	25	0.664	10.52	15.83	525.76	791.62
7.60	18	0.713	7.70	10.80	385.02	540.23
7.80	22	0.661	8.73	13.21	436.63	660.28
8.00	21	0.660	8.32	12.61	415.92	630.26
8.20	20	0.709	8.51	12.01	425.32	600.25
8.40	19	0.707	8.07	11.40	403.30	570.24
8.60	100	0.556	31.72	57.05	1585.85	2852.41

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Mpa)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unita' di volume (KN/m <sup>3</sup> )	Peso unita' di volume saturo (KN/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (KPa)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
------------------	------	----------	------	-------------------	--	---	-------------------------	------------------------------	------	-------------

**PROVA ... Nr.6**

Strumento utilizzato...DPSH TG 63-100 PAGANI

Prova eseguita in data 07-02-2023

Profondita' prova 5.00 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondita' (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	11	0.855	9.69	11.33	484.34	566.73
0.40	8	0.851	7.01	8.24	350.66	412.17
0.60	7	0.847	5.61	6.62	280.35	330.99
0.80	3	0.843	2.39	2.84	119.63	141.85
1.00	2	0.840	1.59	1.89	79.42	94.57
1.20	2	0.836	1.58	1.89	79.09	94.57
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	2	0.826	1.44	1.75	72.21	87.39
2.00	3	0.823	2.16	2.62	107.90	131.08
2.20	2	0.820	1.43	1.75	71.67	87.39
2.40	2	0.817	1.43	1.75	71.41	87.39
2.60	3	0.814	1.98	2.44	99.19	121.82
2.80	4	0.811	2.64	3.25	131.80	162.43
3.00	4	0.809	2.63	3.25	131.35	162.43
3.20	5	0.806	3.27	4.06	163.65	203.04
3.40	5	0.803	3.26	4.06	163.12	203.04
3.60	6	0.801	3.65	4.55	182.26	227.58
3.80	8	0.798	4.85	6.07	242.27	303.44
4.00	5	0.796	3.02	3.79	150.96	189.65
4.20	8	0.794	4.82	6.07	240.84	303.44
4.40	6	0.791	3.60	4.55	180.11	227.58
4.60	7	0.789	3.93	4.98	196.58	249.08
4.80	8	0.787	4.48	5.69	224.06	284.66
5.00	100	0.585	41.63	71.17	2081.70	3558.31

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Mpa)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unita' di volume (KN/m <sup>3</sup> )	Peso unita' di volume saturo (KN/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (KPa)	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
------------------	------	----------	------	-------------------	--	---	-------------------------	------------------------------	------	-------------

## ALLEGATO 2 SPETTRI DI RISPOSTA

Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver.1.0.2"

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLO

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
$a_g$	0.026 g
$F_o$	2.464
$T_c$	0.187 s
$S_s$	1.500
$C_c$	1.826
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.114 s
$T_C$	0.342 s
$T_D$	1.703 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.039
$T_B$ ←	0.114	0.095
$T_C$ ←	0.342	0.095
	0.406	0.080
	0.471	0.069
	0.536	0.061
	0.601	0.054
	0.666	0.049
	0.731	0.045
	0.795	0.041
	0.860	0.038
	0.925	0.035
	0.990	0.033
	1.055	0.031
	1.120	0.029
	1.184	0.027
	1.249	0.026
	1.314	0.025
	1.379	0.024
	1.444	0.023
	1.509	0.022
	1.573	0.021
	1.638	0.020
$T_D$ ←	1.703	0.019
	1.812	0.017
	1.922	0.015
	2.031	0.013
	2.141	0.012
	2.250	0.011
	2.359	0.010
	2.469	0.009
	2.578	0.008
	2.687	0.008
	2.797	0.007
	2.906	0.007
	3.016	0.006
	3.125	0.006
	3.234	0.005
	3.344	0.005
	3.453	0.005
	3.562	0.004
	3.672	0.004
	3.781	0.004
	3.891	0.004
	4.000	0.003

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
$a_g$	0.033 g
$F_o$	2.500
$T_c^*$	0.209 s
$S_s$	1.500
$C_c$	1.761
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.122 s
$T_C$	0.367 s
$T_D$	1.734 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_r \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_g(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.050
$T_B$ ←	0.122	0.126
$T_C$ ←	0.367	0.126
	0.432	0.107
	0.498	0.093
	0.563	0.082
	0.628	0.074
	0.693	0.067
	0.758	0.061
	0.823	0.056
	0.888	0.052
	0.953	0.048
	1.018	0.045
	1.083	0.043
	1.148	0.040
	1.213	0.038
	1.278	0.036
	1.344	0.034
	1.409	0.033
	1.474	0.031
	1.539	0.030
	1.604	0.029
	1.669	0.028
$T_D$ ←	1.734	0.027
	1.842	0.024
	1.950	0.021
	2.058	0.019
	2.166	0.017
	2.274	0.015
	2.381	0.014
	2.489	0.013
	2.597	0.012
	2.705	0.011
	2.813	0.010
	2.921	0.009
	3.029	0.009
	3.137	0.008
	3.245	0.008
	3.353	0.007
	3.460	0.007
	3.568	0.006
	3.676	0.006
	3.784	0.006
	3.892	0.005
	4.000	0.005

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.088 g
$F_o$	2.474
$T_c^*$	0.276 s
$S_s$	1.500
$C_c$	1.606
$S_T$	1.000
$q$	2.400

**Parametri dipendenti**

$S$	1.500
$\eta$	0.417
$T_B$	0.148 s
$T_C$	0.443 s
$T_D$	1.951 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_r \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_g(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_g(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.132
$T_B$ ←	0.148	0.136
$T_C$ ←	0.443	0.136
	0.515	0.117
	0.587	0.103
	0.658	0.091
	0.730	0.082
	0.802	0.075
	0.874	0.069
	0.946	0.064
	1.018	0.059
	1.089	0.055
	1.161	0.052
	1.233	0.049
	1.305	0.046
	1.377	0.044
	1.449	0.042
	1.520	0.040
	1.592	0.038
	1.664	0.036
	1.736	0.035
	1.808	0.033
	1.880	0.032
$T_D$ ←	1.951	0.031
	2.049	0.028
	2.146	0.025
	2.244	0.023
	2.342	0.021
	2.439	0.020
	2.537	0.018
	2.634	0.018
	2.732	0.018
	2.829	0.018
	2.927	0.018
	3.024	0.018
	3.122	0.018
	3.220	0.018
	3.317	0.018
	3.415	0.018
	3.512	0.018
	3.610	0.018
	3.707	0.018
	3.805	0.018
	3.902	0.018
	4.000	0.018

La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dell'

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLC**

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLC
$a_g$	0.116 g
$F_0$	2.462
$T_c^*$	0.284 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.590
$S_T$	1.000
$q$	2.400

**Parametri dipendenti**

$S$	1.500
$\eta$	0.417
$T_B$	0.151 s
$T_C$	0.452 s
$T_D$	2.065 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_r \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_g(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.174
$T_B$ ←	0.151	0.179
$T_C$ ←	0.452	0.179
	0.529	0.153
	0.606	0.134
	0.683	0.119
	0.759	0.107
	0.836	0.097
	0.913	0.089
	0.990	0.082
	1.067	0.076
	1.144	0.071
	1.220	0.066
	1.297	0.062
	1.374	0.059
	1.451	0.056
	1.528	0.053
	1.604	0.050
	1.681	0.048
	1.758	0.046
	1.835	0.044
	1.912	0.042
	1.988	0.041
$T_D$ ←	2.065	0.039
	2.157	0.036
	2.249	0.033
	2.342	0.030
	2.434	0.028
	2.526	0.026
	2.618	0.024
	2.710	0.023
	2.802	0.023
	2.894	0.023
	2.987	0.023
	3.079	0.023
	3.171	0.023
	3.263	0.023
	3.355	0.023
	3.447	0.023
	3.539	0.023
	3.631	0.023
	3.724	0.023
	3.816	0.023
	3.908	0.023
	4.000	0.023

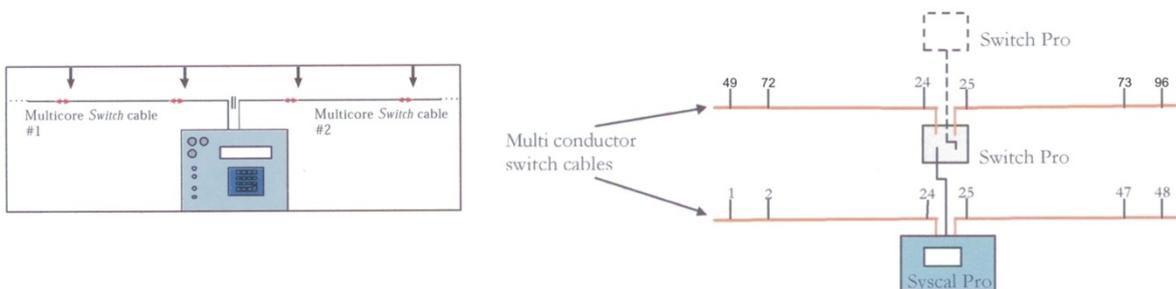
La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

## ALLEGATO 3 TOMOGRAFIA ELETTRICA (ERT)

Al fine di ricostruire la stratigrafia profonda del sottosuolo abbiamo eseguito n°2 stendimenti geoelettrici ERT2D. La finalità principale dell'indagine geofisica è stata quella di ricostruire la stratigrafia del sottosuolo su parametri geofisici e correlare tali dati con quelli delle indagini dirette (prove penetrometriche).

### ERT 2D - ACQUISIZIONE DATI

Nel caso in oggetto l'acquisizione dei dati in campagna è stata ottenuta attraverso l'impiego dello strumento Syscal Pro switch 96 prodotto dalla Iris Instruments (Orleans – Francia). Una misurazione completamente automatizzata della resistività può essere eseguita usando serie di elettrodi polo-polo, polo-dipolo, dipolo-dipolo, Wenner, Wenner/Schlumberger. Oltre alla configurazione elettrodiche prefissate di cui sopra, il sistema permette all'utente di ottenere informazioni sulle coordinate x, y, z di ogni elettrodo, derivate da una sequenza di una configurazione arbitraria di elettrodi realizzata per mezzo del suo file di controllo (ASCII). In questo modo sono possibili alcune applicazioni speciali (es.: rilevamenti in 3D).



*Syscal Pro con due stringhe di elettrodi ( 48 canali )*

*Syscal Pro con Switch Pro box e quattro stringhe di elettrodi ( 96 canali )*

La lunghezza totale della linea di misura in 2D e "dell'area" in 3D è limitata; il sistema infatti consiste nell'utilizzo di uno o più tratti di cavo ognuno dei quali è predisposto per connettere 24 picchetti con electrode spacings (distanza interelettrodica) standard di 5 metri con la possibilità, comunque, di impostare tutte le spaziature intermedie; ne consegue che la distanza massima di una linea tomografica, utilizzando la strumentazione di cui sopra, risulta essere pari a 475 metri.

Con l'ausilio di uno o più switch box prodotti dalla Iris Instruments è possibile aumentare il numero di elettrodi; la Progea Consulting srl ha in dotazione uno switch box aggiuntivo da 48 canali da abbinare alla strumentazione suesposta, dunque la stesa massima raggiungibile è pari a 715 metri. Si può comunque implementare tale lunghezza, eseguendo un'indagine lungo una linea di misura di una lunghezza arbitraria infinita, con la tecnica del "roll-along". I cavi, simili a quelli impiegati nelle indagini sismiche, sono collegati alla strumentazione secondo gli schemi di seguito riportati. La lunghezza dello stendimento e, conseguentemente, la spaziatura degli elettrodi, dipendono dalla profondità effettiva dell'immagine richiesta. E' da ricordare che la lunghezza dello sviluppo totale dovrebbe essere più grande dell'area di investigazione in modo che sia realizzata la piena copertura in profondità e meno evidenza sia data verso la fine delle immagini, dove i dati limitati potrebbero produrre risultati "sporchi" e conseguentemente amplificare il margine di errore. Le sequenze di misure standard sono state configurate, a secondo degli scopi preposti dall'indagine geofisica, dal modulo "Sequencer" parte integrante del software ERTLab.

Il programma consente di definire la configurazione 2D e 3D specifica per lo scopo dell'indagine e di generare le sequenze di misura necessarie che vengono caricate nell'unità di acquisizione (Syscal Pro) con l'ausilio del software Electre 2 prodotto dalla IRIS Instruments.

Le configurazioni disponibili dal software sono Polo-Polo (completa, diagonale), Dipolo-Dipolo (equatoriale e normale), Polo-Dipolo (diretto ed inverso), Wenner, Wenner-Schlumberger, Schlumberger reciproco, per le quali si devono selezionare i vari livelli di profondità con cui si vuole lavorare, anche in relazione alla configurazione scelta. La particolarità di questo strumento e che la rende estremamente valida per le applicazioni marine, è quella di acquisire simultaneamente un set di 10 valori di resistività ogni 2 secondi circa corrispondenti a 10 depth levels; inoltre durante l'acquisizione delle misure IP è possibile visualizzare grazie allo schermo LCD le curve IP dei 10 canali. E' possibile infine collegare al Syscal Pro un sistema GPS.

Lo strumento è stato alimentato da una batteria esterna utilizzando, in questo caso, una tensione tra 400 e 800 V e una corrente di 2,5 Ampere.

### MODALITA' DI ESCUZIONE

Sono stati posizionati due allineamenti geoelettrici secondo lo schema riportato in allegato (Tav. 1) che hanno previsto una stesa del cavo di 117 metri cad utilizzando 40 elettrodi con passo 3 metri; con il termine "passo" si intende la distanza che intercorre tra ogni elettrodo materializzato da un picchetto in rame/acciaio infisso nel terreno.

La generazione delle sequenze è stata condotta con l'ausilio del software **ElectrePro** prodotto dalla IRIS Instruments; tale strumento consente di creare set di quadripoli personalizzati in base alla specifica geometria di elettrodi presa in esame.

In merito allo scopo preposto, i profili sono stati impostati secondo il metodo Dipolo-Dipolo e successivamente ripetuti con i metodi Wenner e WS reciproco.

#### DATA PROCESSING (PROCEDURA DI "INVERSIONE")

Con l'ausilio del software Prosys, i dati ottenuti in campagna vengono "scaricati" dall'unità di controllo (Iris Pro) all'elaboratore e sempre con l'utilizzo del software di cui sopra viene creato il file dat.

Il data set completo si compone di 2077 quadripoli utilizzando tutti gli array citati precedentemente.

L'elaborazione delle misure di resistività è stata eseguita mediante il modulo Solver del software di inversione tridimensionale ERTLab, sviluppato dalla Geostudi Astier srl in collaborazione con l'americana Multi-Phase Technologies LLC.

In linea generale il software ERTLab utilizza un algoritmo agli Elementi Finiti per risolvere il problema diretto (forward modeling), ovvero il problema di determinare le resistività apparenti che corrispondono ad un dato modello resistivo e ad una data configurazione elettrodica. L'algoritmo opera una discretizzazione del terreno in elementi tetraedrici, a ciascuno dei quali viene attribuito un valore costante di resistività (nel caso in esame i blocchi resistivi utilizzati assommano a circa 550.000). L'utilizzo di elementi tetraedrici consente la modellazione di situazioni complesse, sia in termini morfologici (topografia spinta) che dal punto di vista geologico.

Sul fronte dell'inversione, ERTLab utilizza un algoritmo iterativo ai Minimi Quadrati con vincolo di regolarità tra le celle (smoothness constrained). Nel corso dell'inversione cinque celle tetraedriche vengono concentrate a formare un elemento esaedrico.

Il rumore, che sempre condiziona i dati, è opportunamente gestito ricorrendo ad un algoritmo di ripesaggio dell'errore che consente di cambiare adattivamente la matrice di varianza ad ogni iterazione, in modo da attribuire minor peso, nella ricostruzione del modello resistivo, a quei dati che sono affetti da maggiore "rumore".

Il modello di partenza di resistività utilizzato per invertire i dati è un semispazio omogeneo mediamente da 95 ohm x m. Il set di misure presentava un rumore poco significativo, dell'ordine del 0.5% max. L'inversione è arrivata a convergenza al termine della terza iterazione.

#### RAPPRESENTAZIONE DEI DATI

Attraverso l'interpretazione dei valori di resistività è possibile discriminare la struttura del sottosuolo (elettostratigrafia) e, se intercettate, definire geometricamente le anomalie.

Questi risultati vengono evidenziati nei modelli di inversione (Tav. 2). Le principali osservazioni sono:

Il sito, dal punto di vista elettostratigrafico, mostra una certa complessità nella distribuzione delle resistività, tuttavia è paragonabile ad un "sandwich" di 3 strati, conduttivo/resistivo/conduttivo.

In particolare si riconosce un primo livello con base ad una profondità intercettata mediamente a 5 metri dove si alternano livelli argillosi sabbiosi a livelli più sabbiosi.

Successivamente (cromatismi dal giallo al rosso) si attesta un orizzonte con letto ad una profondità di 15-17 metri dal piano topografico dove dovrebbe manifestarsi un aumento della frazione grossolana a scapito della frazione fine impermeabile. In corrispondenza della stesa ERT2 la chiusura di questo orizzonte appare molto evidente mentre è più defilata nell'ambito della stesa ERT1.

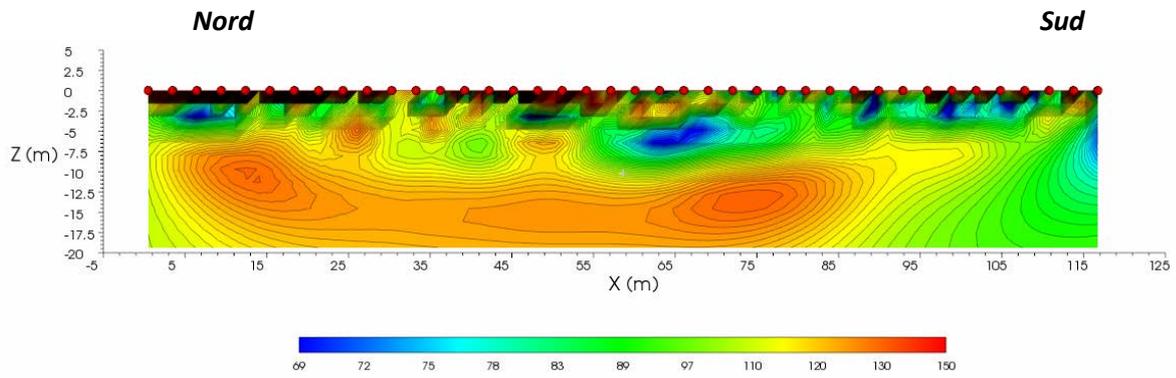
L'orizzonte di fondo (cromatismi del verde) invece si caratterizza per una sensibile riduzione della frazione sabbiosa ghiaiosa a vantaggio della frazione sabbiosa limosa-argillosa.

In entrambe le sezioni geoelettriche, si evince pertanto che l'orizzonte che offre un seppur minimo grado di permeabilità si colloca ad una profondità compresa tra oltre 5-7 metri e 15-18 metri rispetto al piano topografico.

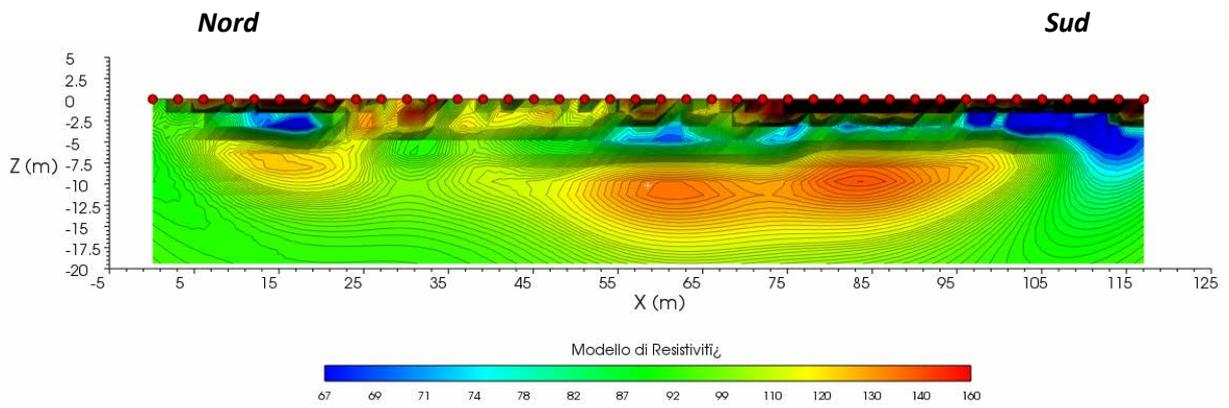
A seguire :

– Modelli di inversione

### ERT 1



### ERT 2



## ALLEGATO 4

### INDAGINE SISMICA LOCALE

La prova SASW eseguite in modalità multi-stazione viene indicata con l'acronimo **MASW** (Multistation Analysis of SurfaceWaves) e serve per determinare il profilo di velocità delle onde di taglio  $V_s$ , dunque:

- il tipo di suolo sismico (A, B, C, D, E)
- le azioni sismiche con cui progettare e verificare le opere di Ingegneria Civile
- il modulo di rigidità del terreno
- i cedimenti e gli spostamenti delle opere interagenti con il terreno: edifici, ponti, rilevati arginali, opere di sostegno, etc.

I principali **vantaggi** si sintetizzano in:

- Forniscono il profilo di velocità delle onde di taglio  $V_s$  oltre 30m di profondità
- Consentono di individuare il tipo di suolo sismico
- A differenza della sismica a rifrazione, si usano in qualunque situazione stratigrafica pseudorizzontale, anche in presenza di falda
- Non sono invasive: non occorre eseguire perforazioni
- Non implicano nessun danneggiamento allo stato dei luoghi e delle cose
- Rapidità e facilità di esecuzione e di elaborazione dati
- Ingombro limitato delle attrezzature per l'esecuzione delle prove
- Mobilità: trasporto agevole della strumentazione necessaria per eseguire le prove

#### CENNI SUL METODO ED OPERAZIONI DI CAMPAGNA

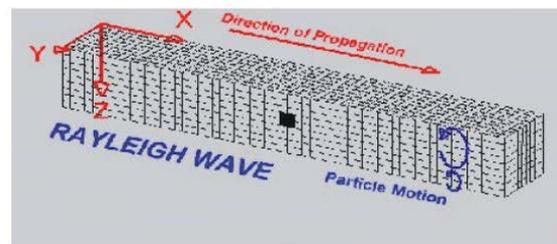
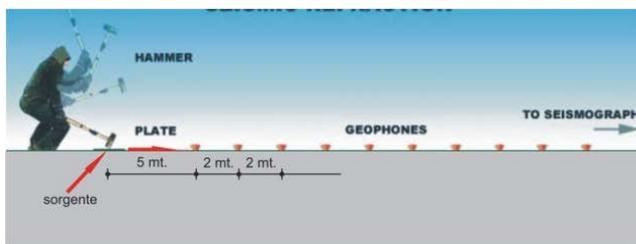
Nelle prospezioni sismiche per le quali si utilizzano le onde di tipo **P**, la maggior parte dell'energia sismica totale generata si propaga come onde superficiali di tipo **Rayleigh**. Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente in frequenza di queste onde è caratterizzata da una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) e quindi da una diversa lunghezza d'onda.

Questa proprietà si chiama *dispersione*. Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di volume (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali.

La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di **Rayleigh** è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali. Per ottenere un profilo verticale di velocità  $V_s$  bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarli minimizzando il rumore.

Una molteplicità di tecniche diverse è stata utilizzata nel tempo per ricavare la curva di *dispersione*, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi.

La configurazione base di campo e la routine di acquisizione per la procedura MASW (Multichannel Analysis of SurfaceWaves) sono generalmente le stesse utilizzate in una convenzionale indagine a rifrazione. MASW può essere efficace anche con solo dodici canali di registrazione collegati a geofoni verticali a bassa frequenza (4.5Hz).



Le componenti a bassa frequenza (lunghezze d'onda maggiori), sono caratterizzate da forte energia e grande capacità di penetrazione, mentre le componenti ad alta frequenza (lunghezze d'onda corte), hanno meno energia e una penetrazione superficiale. Grazie a queste proprietà, una metodologia che utilizzi le onde superficiali può fornire informazioni sulle variazioni delle proprietà elastiche dei materiali prossimi alla superficie al variare della profondità. La velocità delle onde **S** ( $V_s$ ) è il fattore dominante che governa le caratteristiche della dispersione.

La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

- \* acquisizione dei dati sperimentali;
- \* estrazione della curva di dispersione;
- \* inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs (profilo 1-D), che descrive la variazione di Vs con la profondità. In questi metodi frequenza – numero d’onda (denominati anche *metodi f-k*), l’analisi dei segnali viene condotta trasformando le tracce sismiche acquisite nel dominio spazio – tempo ( $x, t$ ) nel dominio frequenza – numero d’onda ( $\omega - k$ ), mediante l’applicazione della trasformata bidimensionale di Fourier.

## STRUMENTAZIONE



La prova è stata eseguita in data 2 Febbraio 2023 utilizzando un sismografo Ambrogeo mod. Echo 48 le cui caratteristiche vengono di seguito descritte.

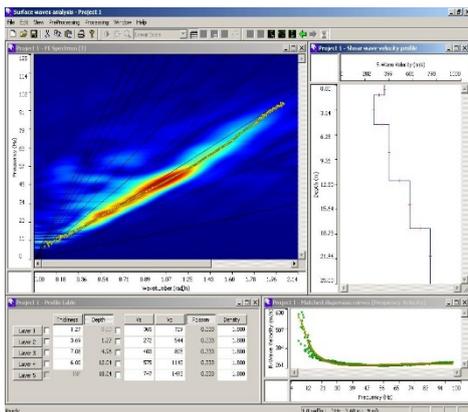
Number of channels	48+1 with differential input
AD conversion	24bits
Dynamic range	130dB@1msPG=0dB 120dB@1msPG=18dB
Cross talk	>90dB
Pre amplify gain	0,6,12,18,24,30,36,42,48,54,60,66,72dB
Frequency response	0 to 6kHz (30KSPS) 0 to 4,8kHz (15KSPS) 0 to 3kHz (7,5KSPS) 0 to 1,5kHz (3,5KSPS) 0 to 800Hz (2KSPS)
Acquisition and display filter	Low Cut Out 10-15-25-35-50-70-100-140-200-280-400Hz High Cut Out 32-64-125-250Hz Notch
Sampling Interval	32,64,128,256,478,956us
Record Length	16000 samples
Stacking trigger accuracy	1/32 of sample interval
Distorsion (THD)	0,0004%
Max Input signal	5Vpp,0dB
CMR	110dB (fCM =60Hz fDATA=30kSPS)
Noise	0,25uV,2ms 36dB
Pre-trigger data	524ms@32us sample interval
Delay	0 to 15sec@1kSPS(max16000 samples)
Temperature range	-30°C+70°C
Power	12Volt
Continuous recording	
Output format:	SEGY/SAF (SESAME ASCII FORMAT)

## CONFIGURAZIONE

La configurazione spaziale in sito è equivalente ad un dispositivo geometrico punto di scoppio-geofoni "base distante in linea". In particolare è stato utilizzato il seguente set-up:

- 24 geofoni con interspazio (Gx) di 2.0 metri, da 4.5 Hz capaci di misurare il campo di moto nella direzione verticale
- n. 2 energizzazioni ad offset (Sx) 1 m ;
- passo di campionatura pari a 1000 Hz;
- lunghezza delle tracce sismiche pari a 4.096 sec. Tale configurazione ha consentito di mitigare gli effetti near-field dovuti alle onde di volume ed ha altresì consentito di avere le seguenti risoluzioni spazio-temporali: lungo i numeri d'onda  $k$  la risoluzione è di 0.261, mentre la risoluzione in frequenza è pari a 0.488 Hz.

## ELABORAZIONE E RISULTATI



L'elaborazione dei dati è stata garantita dall' utilizzo del software SWAN (Surfacewavesanalysis) prodotto dalla GeostudiAstier s.r.l.; le principali caratteristiche di questo programma si possono così sintetizzare:

- \* Analisi di sezioni bidimensionali del terreno su dati raccolti mediante acquisizioni multiple, ottenute tramite la traslazione dell'array dei ricevitori.
- \* Interfaccia grafica studiata per rendere semplice l'uso degli strumenti disponibili, come:
  - \* L'impostazione dei parametri che definiscono il modello sintetico per l'inversione del modello del terreno in modalità interattiva.
  - \* Picking dello spettro per l'estrazione delle curve di dispersione.
  - \* Editing della curva di dispersione sperimentale.

- \* Algoritmi di calcolo completi, veloci ed efficienti:
- \* Calcolo spettro FK, FV, FX.
- \* Molteplici finestre di windowing (boxcar, hamming, hanning, blackman,...).
- \* Parametrizzazione del modello sintetico del terreno fino a 30 strati.
- \* Controllo dei principali parametri dell'inversione (numero massimo delle iterazioni, tolleranza sui parametri, quantificazione del disturbo).
- \* Esportazione delle immagini nei più comuni formati grafici.
- \* Editing della curva di dispersione sperimentale.

L'elaborazione dei dati di campagna si compone delle seguenti fasi:

-Pre-processing per:

Pulizia da fenomeni di disturbo sul segnale utile, dovuto a sorgenti ambientali non controllabili. Assemblaggio di array virtuali, per ovviare alla limitazione del numero di geofoni disponibili in campagna.

-Analisi spettrale (fig. A), mediante FFT, del sismogramma ottenuto, condotta mediante l'utilizzo di vari parametri matematici, che consentono di adattarsi alle esigenze dell'utente

-Estrazione (manuale od automatica) della curva di dispersione sperimentale (fig. B), e sua visualizzazione nel dominio della frequenza o della lunghezza d'onda.

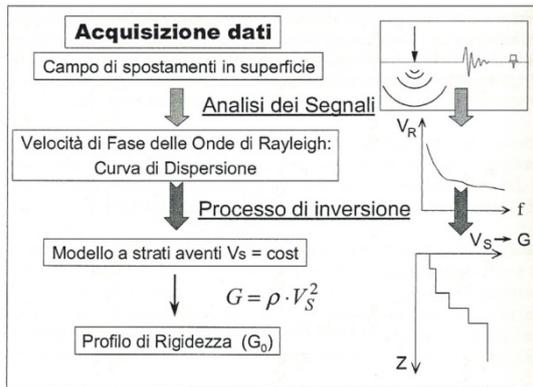
-Generazione di una curva di dispersione, basata su modello sintetico del terreno, mediante la caratterizzazione, per ciascuno strato, dello spessore dello strato stesso, della velocità delle onde S, della velocità delle onde P, della densità del terreno.

-Inversione del modello sintetico in modalità interattiva o automatica (inversione basata sulle velocità delle onde S o sugli spessori degli strati).

-A seguito della interpretazione eseguita viene fornito anche il valore della Vs30 del sito, consentendone la classificazione secondo le normative tecniche, attualmente in corso, in materia di progettazione antisismica.

L'energia immessa dalla sorgente produce ampiezze di vibrazione nel tempo alle varie distanze (sismogramma); la trasformata F- K (trasformata di Fourier bidimensionale) rappresenta l'energia in funzione di frequenza e numero d'onda (spettro di potenza).

Per ogni frequenza si cerca in numero d'onda ( $k_{max}$ ) a cui corrisponde il massimo di energia; successivamente si calcola il corrispondente valore di velocità ottenendo così una curva di dispersione. Nota la curva sperimentale di dispersione, il profilo di velocità delle onde di taglio è ottenuto dalla soluzione di un problema inverso appartenente alla categoria dei problemi di identificazione dei parametri (Engl, 1993). L'analisi di inversione viene compiuta utilizzando un algoritmo che simula, attraverso un opportuno modello teorico, la propagazione delle onde superficiali in un mezzo elastico stratificato. Obiettivo dell'algoritmo di inversione è la determinazione di quel profilo (fig.C) incognito di velocità delle onde di taglio a cui corrisponde nella simulazione numerica una curva di dispersione teorica che approssima al meglio quella determinata sperimentalmente. E' noto che i problemi inversi ed in modo particolare quelli non-lineari, quale è il problema inverso di Rayleigh sono matematicamente mal posti a causa della non unicità della loro soluzione.



Tale problema, peraltro comune a molti problemi geofisici, implica nel caso della prova MASW che all'inversione della curva sperimentale di dispersione possono corrispondere più profili di velocità delle onde di taglio; da qui l'importanza di avere a disposizione dati diretti relativi alla natura stratigrafica del sito di indagine al fine di procedere con una corretta correlazione

Diagramma di flusso relativo alle fasi della prova MASW

A seguire si riportano gli elaborate grafici desunti dal processing dei dati acquisiti in campagna

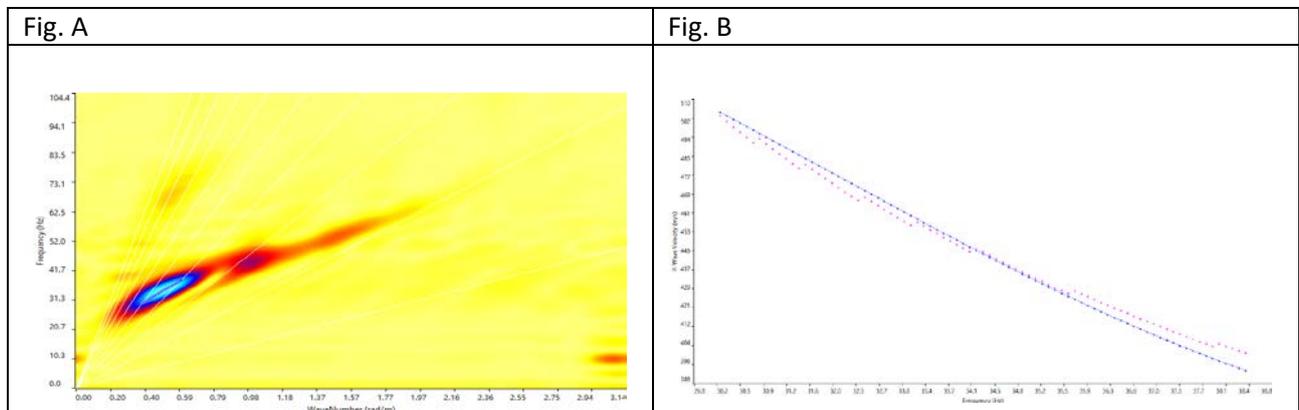
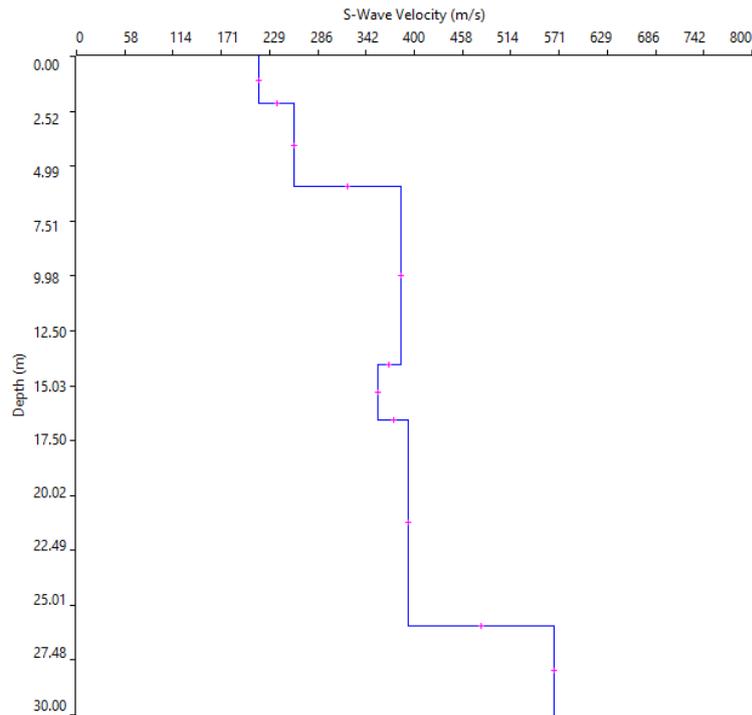


Fig. C

Project 1.swan - Synthetic model table							
	Thickness	Depth	Vs	Vp	Poisson	Density	
Layer 1	2.15	0.00	216	432	0.333	1.700	
Layer 2	3.76	2.15	258	516	0.333	1.800	
Layer 3	8.13	5.91	384	768	0.333	1.800	
Layer 4	2.52	14.04	357	713	0.333	1.800	
Layer 5	9.38	16.56	393	785	0.333	1.800	
Layer 6	INF	25.94	566	1131	0.333	1.800	



#### CATEGORIA DI SUOLO

In accordo con i contenuti delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018 e del paragrafo C 3.2.2 de *“Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018”*, valutata la tipologia di intervento in progetto e le condizioni geologiche dei siti, la definizione della categoria di sottosuolo sismico è stata effettuata sulla base dei risultati dell’indagine sismica MASW ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio ( $V_{s,eq}$  - m/s) definita dalla seguente espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Dove:

$h_i$  spessore in metri dello strato  $i$ -esimo per un totale di  $N$  strati presenti nel sottosuolo;

$V_{s,i}$  velocità delle onde di taglio;

$N$  numero strati nell’ambito;

$H = 30$  mt

Sono considerati rappresentativi i 30 m di suolo posti a profondità inferiori rispetto al piano di imposta delle fondazioni.

Attenendosi alla distribuzione nel sottosuolo delle  $V_s$ , il valore di  $V_{s,eq}$  calcolato risulta pari a 358 m/s