

Il Coordinatore del Progetto

dott. ing. Ruggero Rigoni

iscritto al n. 1023
dell'Ordine degli Ingegneri di Vicenza



Il Committente:

EURO-CART srl

Unipersonale

RACCOLTA E IMBALLAGGIO CARTA

Via I. Nievo, 5 - 36073 CORNEDO V. (VI)

Tel. 0445-446543 - Fax 0445-950561

C.F. e P. IVA 02526140245

Provincia di Vicenza

Comune di Castelgomberto



EURO-CART s.r.l.

Via I. Nievo, n. 5 - 36073 Cornedo Vicentino (VI)

P.IVA 02526140245 Tel. 0445 446543

mail: info@euro-cart.com

PROGETTO DEFINITIVO

(art. 208 D.Lgs. 152/06 e ss.mm.ii.)

relativo all'ampliamento di un

IMPIANTO DI RECUPERO RIFIUTI NON PERICOLOSI (DI CARTA)

in

Via della Scienza in Comune di Castelgomberto

Provincia di Vicenza

PROGETTO EDILIZIO

Relazione geologica-geotecnica

B2

elaborato:

PE

Agosto 2023

data:

STUDIO DI INGEGNERIA AMBIENTALE ING. RUGGERO RIGONI

Via Divisione Folgore, n. 36 - 36100 VICENZA

Tel.: 0444.927477 - email: rigoni@ordine.ingegneri.vi.it



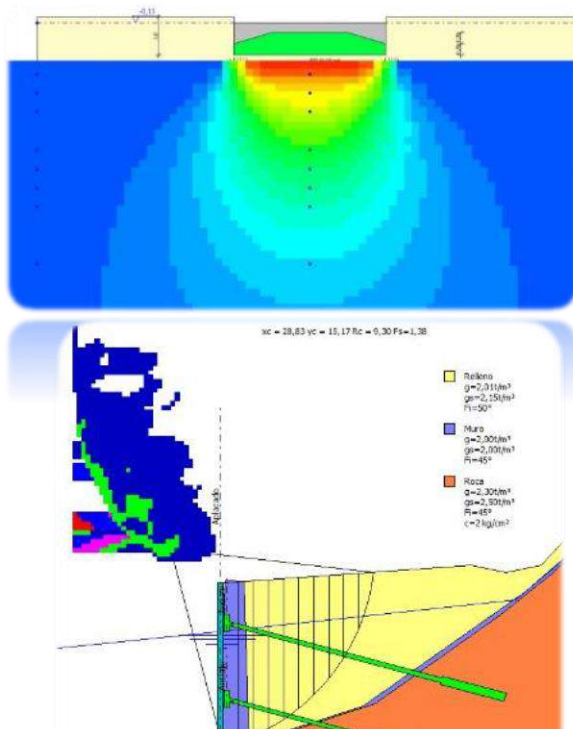
Settembre 2022



Regione Veneto
Provincia di Vicenza
COMUNE DI CASTELGOMBERTO



RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA



(D.M. 17 gennaio 2018 – NTC 2018)

**Indagine geologica e geotecnica a corredo del progetto
per l'ampliamento di un fabbricato industriale
sito in Via della Scienza**

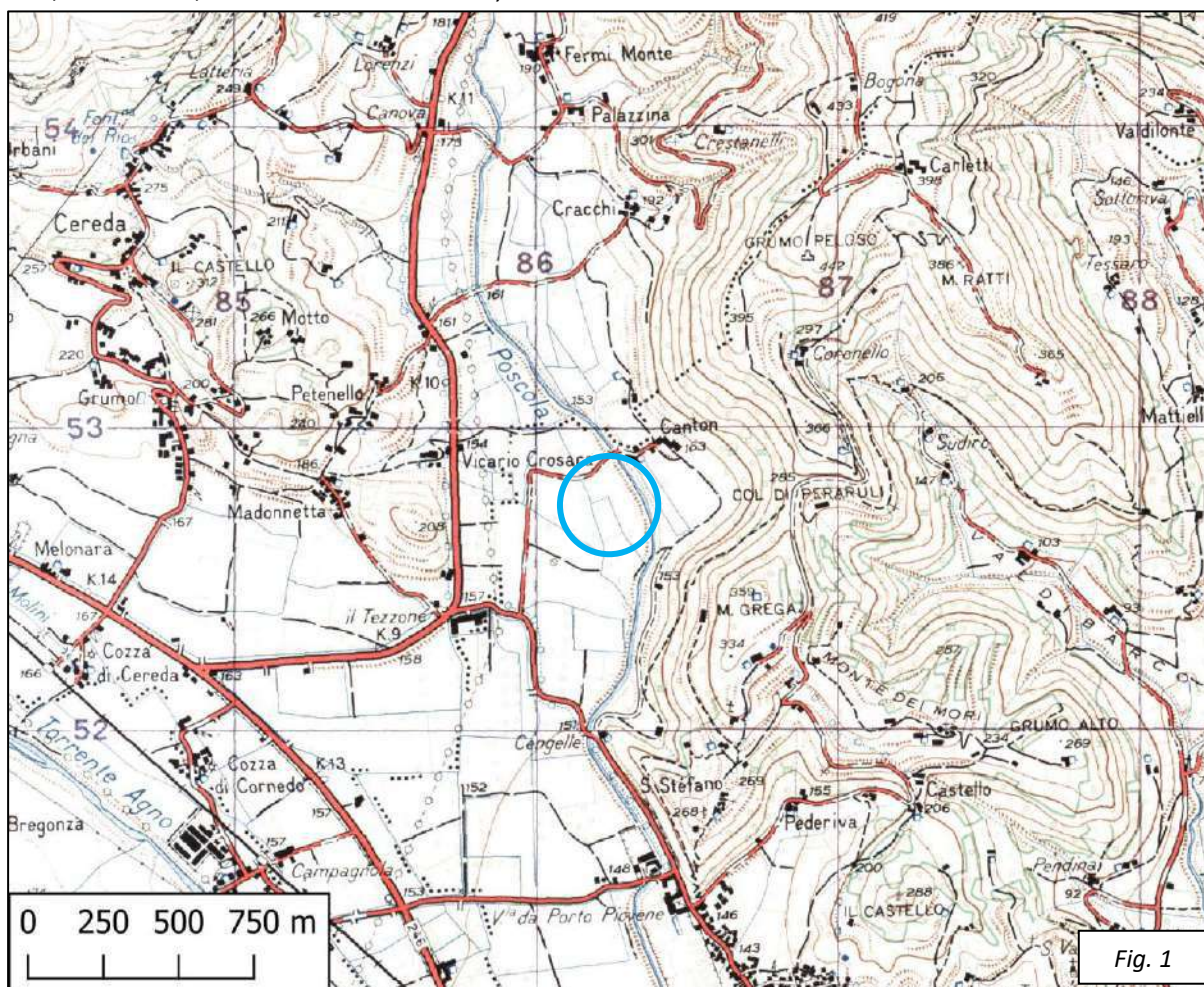
**Committente:
Eurocart S.r.l.**

INDICE

1.	PREMESSE	3
2.	INQUADRAMENTO NORMATIVO	5
3.	INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA	6
3.1.	Ubicazione e caratteri geomorfologici principali	6
3.2.	Stratigrafia ed Idrogeologia generale	8
3.3.	Pericolosità geologica ed idraulica	11
3.3.1.	PTCP - Provincia di Vicenza – Carta delle Fragilità	11
3.3.2.	PGRA - Piano Gestione del Rischio Alluvioni del distretto Delle Alpi Orientali 2021 - 2027	12
3.4.	Fragilità	16
4.	INDAGINE IN SITO	18
4.1.	Premesse.....	18
4.2.	Descrizione della strumentazione utilizzata	19
5.	MODELLO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO LOCALE	23
5.1.	Modello geologico	23
5.2.	Modello idrogeologico	24
6.	MODELLO GEOTECNICO	25
7.	MODELLO SISMICO LOCALE	28
7.1.	Azione sismica di base.....	28
7.2.	Definizione della categoria topografica e della categoria di sottosuolo (stratigrafica)	29
7.3.	Azione sismica locale (di sito)	35
8.	LIQUEFAZIONE.....	36
8.1.	Premesse.....	36
8.2.	Verifica a liquefazione.....	36
8.3.	Valutazione del fattore di sicurezza	36
9.	STRUTTURE DI FONDAZIONE.....	39
9.1.	Premesse.....	39
9.2.	Verifiche della sicurezza e delle prestazioni	39
9.3.	SLU - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (GEO)	41
9.3.1.	Fondazioni superficiali.....	41
9.3.2.	Fondazioni su pali.....	42
9.4.	SLU - Collasso per scorrimento sul piano di posa	45
9.5.	SLU - Stabilità globale.....	45
9.6.	SLU - Verifica della stabilità dei fronti di scavo	45
9.7.	SLU - Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici (UPL-HYD)	48
9.8.	SLE –Valutazioni agli stati limite di esercizio.....	48
10.	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	50

1. PREMESSE

Su incarico e per conto della **Ditta Eurocart S.r.l.** è stata eseguita Indagine geologica e geotecnica a corredo del progetto per l'ampliamento di un fabbricato industriale sito in Via della Scienza, presso la zona industriale, in Comune di Castelgomberto, in Provincia di Vicenza (Fig.1 – Corografia alla scala 1:25.000, estratto da IGM Foglio n°49, Quadrante I, Orientamento N.E. "Malo").



Dal punto di vista generale, la presente relazione geologica e geotecnica si propone di valutare le possibili interazioni tra le azioni di progetto e l'ambiente geologico, ed in particolare di:

- Definire i lineamenti geomorfologici nonché i processi geomorfologici e i processi in atto o potenziali e la loro tendenza evolutiva;
- Ricostruire la successione litostratigrafica locale;
- Illustrare i caratteri geostrutturali generali;
- Riconoscere le proprietà della circolazione idrica superficiale e sotterranea locale;
- Analizzare le problematiche geologico - tecniche del sito in esame;
- Definire il profilo geotecnico, le caratteristiche fisiche e meccaniche del volume di terreno influenzato dall'opera in progetto;
- Valutare in via preliminare le prestazioni nelle condizioni di esercizio del sistema costruzione-terreno;
- Verificare la compatibilità e sostenibilità degli interventi di progetto in relazione alla dinamica delle componenti del territorio di cui ai punti precedenti.

A tal fine è stata effettuata un'indagine sperimentale in sito, che ha richiesto:

- Esecuzione di **n°4 Prove Penetrometriche Dinamiche Superpesanti (DPSH)**, per la caratterizzazione e parametrizzazione stratigrafica e geotecnica del sottosuolo spinte fino alla profondità massima di 21,00 m dal p.c. locale;
- Esecuzione di **n°1 Prova Penetrometrica Statica (CPT)**, per la caratterizzazione e parametrizzazione stratigrafica e geotecnica del sottosuolo spinta fino alla profondità massima di 13,80 m dal p.c. locale;
- Esecuzione di **n°1 Prospezione Geofisica**, tramite la metodologia **HVSR** (Metodo di Nakamura) con la strumentazione Tromino®, per la verifica della frequenza di risonanza caratteristica del terreno, la valutazione della velocità delle onde sismiche Vs e l'attribuzione della categoria di suolo di fondazione (rif: O.P.C.M n°3274 20/03/2003 e suc.mod. - D.M 17/01/2018).
- Esecuzione di **n°1 Prospezione Sismica Attiva**, tramite la metodologia **MASW** (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) e **n°1 Prospezione Sismica Passiva**, tramite la metodologia **Re.Mi** (*Refracted Microtremors*), per la caratterizzazione stratigrafica del sottosuolo e la valutazione della velocità delle onde sismiche Vs;

Dal punto di vista operativo, l'impostazione metodologica adottata per il presente studio è stata articolata come di seguito esposto:

- acquisizione ed esame critico degli elaborati progettuali preliminari;
- rilievo geomorfologico, geologico ed idrogeologico speditivo dell'area;
- indagine geognostica in sito;
- elaborazione e interpretazione dei dati sperimentali;
- caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni e definizione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici;
- verifica della sicurezza e delle prestazioni: identificazione dei relativi stati limite;
- definizione degli approcci progettuali e dei valori di progetto dei parametri geotecnici;
- verifica delle condizioni di sicurezza agli stati limite;
- definizione dei caratteri sismici del sito;
- valutazione preliminare delle prestazioni nelle condizioni di esercizio del sistema costruzione-terreno.

Le ipotesi e le valutazioni tecniche formulate nel presente elaborato devono essere intese come inquadramento preliminare per il dimensionamento e la valutazione della fattibilità delle opere di fondazione previste.

Per la stesura della presente relazione tecnica, oltre a riferimenti di archivio e bibliografici, sono stati utilizzati i dati sperimentali e le osservazioni derivanti dai rilevamenti e dalle prove in sito effettuate nei mesi di maggio, agosto e settembre 2022.

2. INQUADRAMENTO NORMATIVO

Le indagini in sito e le valutazioni dei parametri geotecnici sono state effettuate in ottemperanza a quanto disposto dal **D.M. 17/01/2018**, recante “*Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*”, approvate con il decreto MIT del 17 gennaio 2018, pubblicate sulla Serie Generale n. 42 del 20-2-2018.

Il Decreto Ministeriale, essendo un aggiornamento del precedente D.M. 14/01/2008, mantiene ad aggiorna i contenuti del precedente “Testo unico per le Costruzioni”, raccogliendo in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle costruzioni al fine di garantire la pubblica incolumità; in particolare:

- definisce le regole da seguire per la progettazione, esecuzione, collaudo e manutenzione delle costruzioni, sia in zona sismica che in zona non sismica;
- definisce i principi per il progetto, l’esecuzione ed il collaudo delle costruzioni e le prestazioni richieste in termini di resistenza meccanica e stabilità, anche in caso di incendio, e di curabilità;
- fornisce i criteri generali di sicurezza;
- precisa le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, cioè i carichi sulle costruzioni;
- definisce le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, tratta gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

L’entrata in vigore delle nuove norme cambia la filosofia delle procedure di calcolo e di verifica nella progettazione e nella realizzazione delle opere, in linea con gli indirizzi normativi a livello comunitario rappresentati dagli Eurocodici, norme europee EN. È mantenuto il criterio prestazionale, per quanto consentito dall’esigenza di operatività della norma stessa, sono approfonditi sia gli aspetti connessi alla presenza delle azioni sismiche, sia le prescrizioni e le indicazioni relative ai rapporti opere - terreno in termini geotecnici.

In particolare, il **Capitolo 2** individua i principi fondamentali per la valutazione della sicurezza definendo altresì gli Stati Limite Ultimi (SLU) e gli Stati Limite di Esercizio (SLE) per i quali devono essere effettuate le opportune verifiche sulle opere: stato limite è la condizione superata la quale l’opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

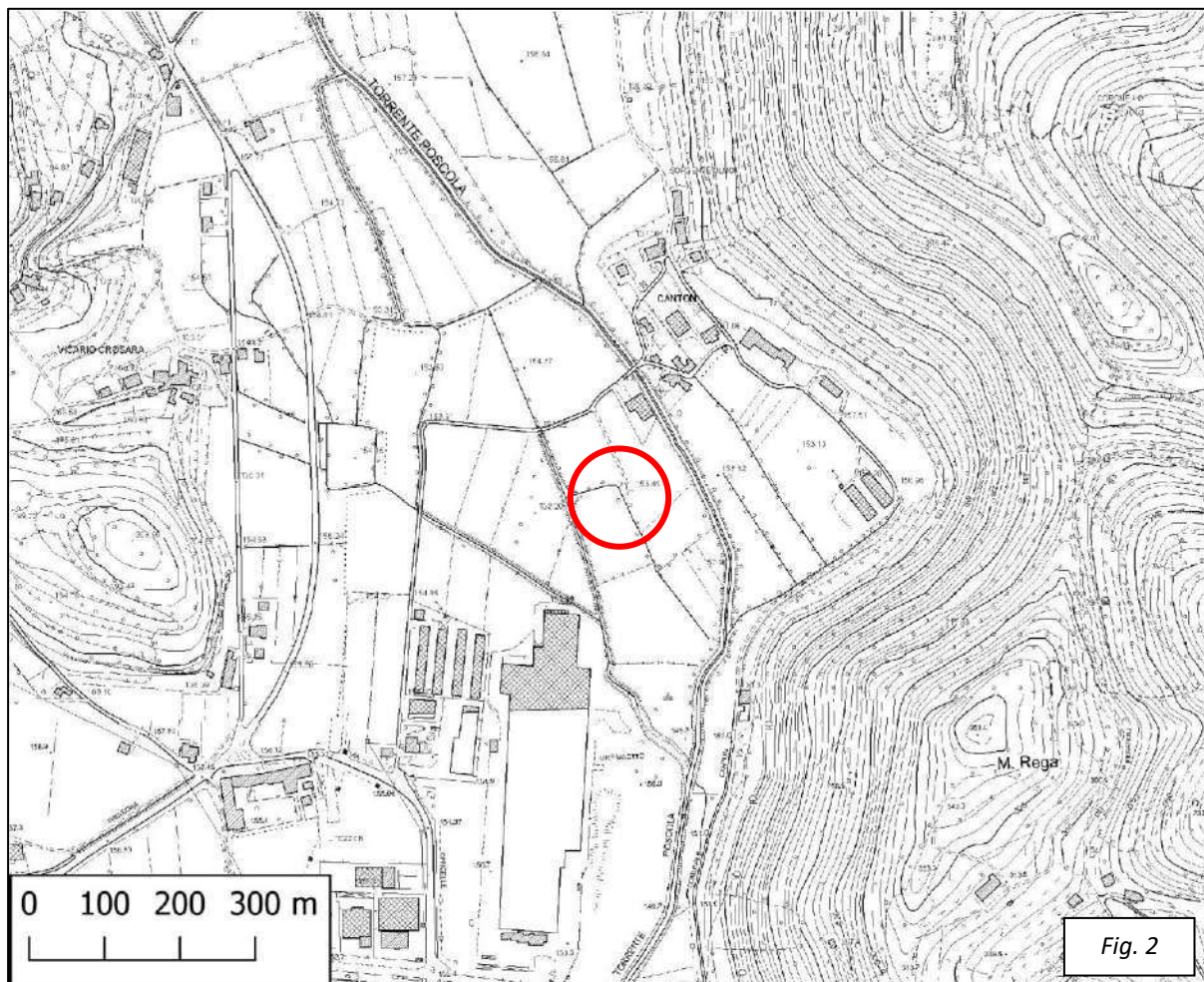
Il **Capitolo 6** del D.M. 17/01/2018 tratta la progettazione geotecnica in chiave statica, *precisando che le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese delle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali. I risultati dello studio rivolto alla caratterizzazione e modellazione geologica, dedotti da specifiche indagini, devono essere esposti in una specifica relazione geologica di cui al § 6.2.1. Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini definite dal progettista in base alla tipologia dell’opera o dell’intervento e alle previste modalità esecutive. Le scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica di cui al § 6.2.2, unitamente alle analisi per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive devono essere illustrati in una specifica relazione geotecnica.*

Il **Capitolo 7** tratta, infine, sia la progettazione e la verifica delle opere in presenza di azioni sismiche, come definite nel **Capitolo 3**, sia i requisiti cui devono soddisfare i siti di costruzione e i terreni interagenti con le opere in presenza di tali azioni; viene definita la caratterizzazione geotecnica ai fini sismici e richiesta la risposta sismica nonché la stabilità del sito specificando, per ogni tipologia di opera, le verifiche da condurre.

3. INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA

3.1. Ubicazione e caratteri geomorfologici principali

La zona di indagine è situata nel settore pianeggiante occidentale del territorio comunale di Castelgomberto in corrispondenza della zona industriale Nord (Fig. 2 – Corografia alla scala 1:10.000 estratto da CTR. Sezione n°103130 “Cornedo Vicentino” e Sezione n°125010 “Trissino”).



I principali centri abitati nelle vicinanze sono rappresentati dal capoluogo comunale di Castelgomberto, che dista c.a. 2,2 km in direzione Sud, e dagli agglomerati urbani di Brogliano e Isola Vicentina, posti rispettivamente a c.a. 2,3 km in direzione SudOvest e 5,2 km c.a. in direzione NordEst.

Il territorio si presenta scarsamente antropizzato, con le strutture concentrate soprattutto in corrispondenza del fondovalle. L'uso del suolo è adibito in parte ad attività industriali, in prossimità dei versanti collinari è invece prevalente la pratica agricola. Sono presenti ampie zone boschive in corrispondenza dei versanti stessi. (Fig. 3 – Ortofoto a colori, non in scala).

Dal punto di vista morfologico, il territorio si inserisce in una zona subpianeggiante; le quote medie dei terreni sono comprese tra circa 152 e 154 m s.l.m.

Relativamente all'idrografia di superficie, l'elemento di maggior spicco è rappresentato dal Torrente Poscola situato a qualche decina di metri dal confine Nord-Est dell'area di studio, che scorre in direzione Nord verso Sud. Si segnalano inoltre i canali Rio Poscoletta e Roggia delle Tezze, immissari del Torrente Poscola, distanti

rispettivamente circa 140 m in direzione Sud-Ovest e circa 500 m in direzione Sud-Ovest. Infine, sono presenti numerose rogge, fossi di scolo e di irrigazione dei campi nelle aree circostanti adibite a coltivazione agricola. Per quanto riguarda in particolare la zona collinare nelle vicinanze, si evidenziano segni di una circolazione idrica superficiale nelle immediate vicinanze del lotto in studio. Si segnala la presenza di alcuni corsi d'acqua che, a carattere per lo più temporaneo, defluiscono dai fianchi dei rilievi per poi diventare immissari dei torrenti stessi.



Fig. 3

Per riguarda l'assetto geomorfologico si è fatto riferimento alla Carta delle Unità Geomorfologiche della Regione Veneto redatta alla scala 1:250000, di cui si riporta in Fig. 4 uno stralcio non in scala. Secondo tale cartografia, l'area in esame risulta posta in corrispondenza della fascia delle "Forme di accumulo", costituite da "Depositi fluviali della pianura alluvionale recente".

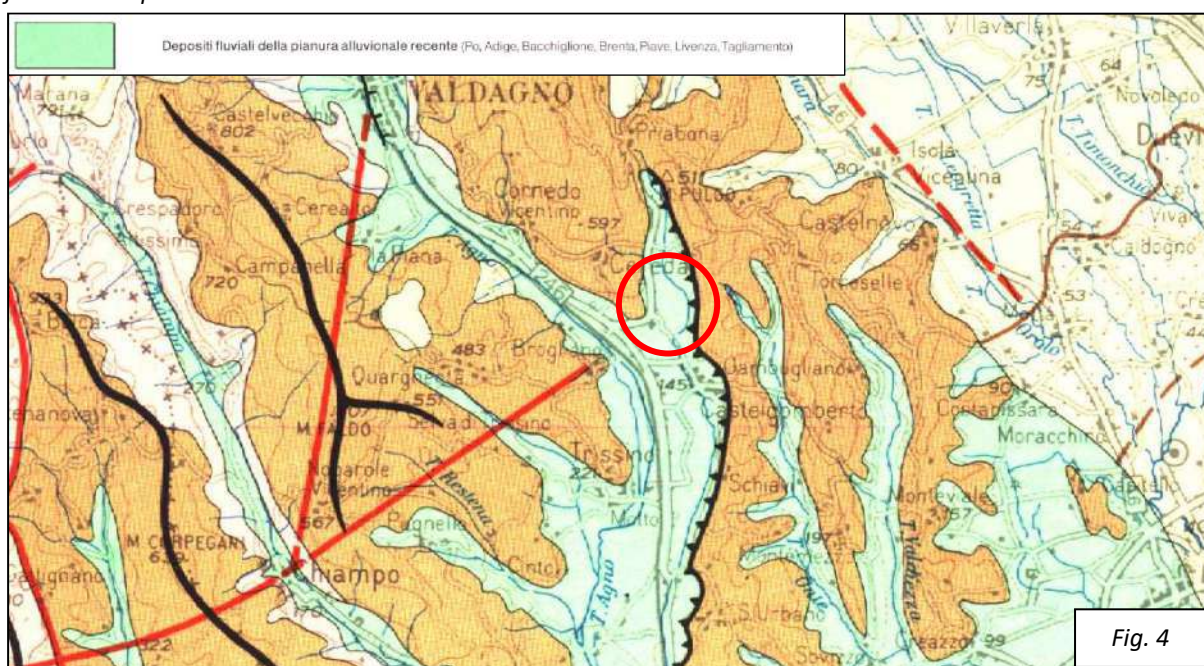
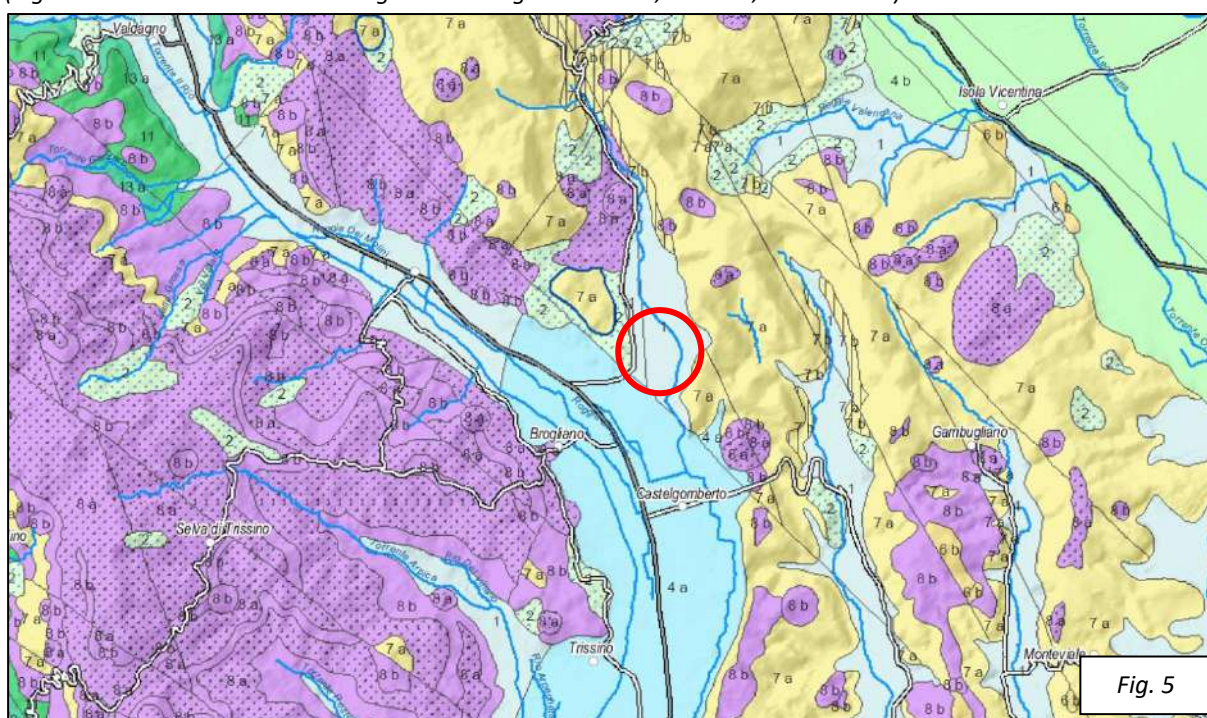


Fig. 4

3.2. Stratigrafia ed Idrogeologia generale

FONTI: NOTE ILLUSTRATIVE DELLA CARTA GEOMORFOLOGICA DELLA PIANURA PADANA (A CURA DI) G.B. CASTIGLIONI & G.B. PELLEGRINI, COMITATO GLACIOLOGICO ITALIANO, TORINO, 2001/CARTA GEOLOGICA DEL VENETO, UNA STORIA DI CINQUECENTO MILIONI DI ANNI, S.E.L.C.A., FIRENZE; PTCP DELLA PROVINCIA DI VICENZA E PAT DEL COMUNE DI CASTELGOMBERTO (ELABORATI SCRITTI E CARTOGRAFICI).

I lineamenti geologici dell'area lessineo-berica sono noti e studiati da tempo. Nella loro parte più orientale i Monti Lessini possono essere assimilati ad un esteso tavolato debolmente inclinato verso SE, che rappresenta una struttura omoclinale immergente sotto la coltre alluvionale dell'Alta Pianura Veronese-Vicentina. Numerose dislocazioni tettoniche interferendo tra loro in più fasi diacrone, hanno notevolmente influenzato l'assetto idrografico e morfologico del territorio anche in tempi molto recenti. Nell'area sono infatti evidenti episodi di deviazioni fluviali imputabili a fenomeni di Neotettonica quaternaria (Pellegrini, 1988). La successione stratigrafica, presente nei rilievi della zona, è costituita dalle formazioni sedimentarie calcaree organogene e da rocce vulcaniche e vulcanoclastiche terziarie, parzialmente mascherate a ridosso dei rilievi dai depositi quaternari (Fig. 5 – Estratto della Carta Geologica della Regione Veneto, P.R.A.C., non in scala).



L'assetto geologico strutturale è caratterizzato dalla presenza di una faglia principale a carattere distensivo, che separa i Lessini Orientali da quelli Occidentali, denominata "Linea di Castelvero". Questo lineamento tettonico di età terziaria si attivò alla fine del Paleocene in concomitanza con l'inizio del vulcanismo (Barbieri, 1972; De Zanche e Conterno, 1972). In prossimità del limite Est dei rilievi si colloca invece l'importante linea Schio-Vicenza, che con andamento NW-SE ha abbassato tutto il settore orientale, attualmente sepolto sotto il materasso alluvionale, determinando una brusca terminazione dei rilievi verso oriente.

La successione stratigrafica presente nei rilievi dalla zona di interesse è costituita dalle formazioni sedimentarie calcaree organogene e dalle vulcaniti basaltiche terziarie intercalate tra esse, parzialmente mascherate a ridosso dei rilievi dai depositi quaternari, con spessori talvolta metrici. Le formazioni calcaree sono spesso ricoperte da una coltre detritica e di alterazione rappresentata da argille limose con rari clasti litoidi, che si spinge fino al piede dei versanti ove si alterna con i depositi alluvionali delle valli.

Le vulcaniti si presentano spesso alterate e non di rado argillificate; i rilievi impostati su tale litologia si presentano morfologicamente dolci (ad esclusione di alcune eccezioni che si presentano come più ripide), di forma quasi perfettamente conica. Si tratta di antichi condotti vulcanici caratterizzati da basalti a fessurazione colonnare (dicchi basaltici) circondati da prodotti tufacei. Tali strutture sono da riferirsi al vulcanismo terziario che, manifestatosi indicativamente tra il Cretaceo Superiore ed il Post-Eocene attraverso diatremiti d'esplosione, ha provocato l'intesa fratturazione dei calcari affioranti nell'intorno dell'area.

Nell'area in studio il substrato roccioso calcareo appartiene alle Formazioni delle Calcareni di Castelgomberto, caratterizzata da calcari e calcareniti bioclastici e nulliporici, compatti, in strati di spessore medio-elevato o in banchi, con locali intercalazioni marnose, arenaceo-marnose e di rocce vulcanoclastiche.

In corrispondenza del territorio circostante le Calcareni affiorano abbondantemente lungo il rilievo dove si estendono dal fondovalle fino alla parte sommitale (con eccezione di Cima Ignago, Torreselle, Cima Castellano e con minori) e ne costituiscono quindi l'ossatura principale, spesso originando versanti acclivi o pareti verticali. Tale formazione è caratterizzata da fenomeni carsici diffusi e spesso ben sviluppati; le caratteristiche meccaniche dell'ammasso roccioso sono generalmente buone; possono tuttavia essere localmente scadenti nelle zone di più intensa fessurazione/fratturazione o fortemente incarsite.

In relazione all'aspetto litologico e geomorfologico è stato preso in considerazione il quadro conoscitivo redatto a corredo del Piano di Assetto Territoriale PAT del Comune di Castelgomberto, di cui si riportano di seguito gli estratti relativamente alla carta geologica e geomorfologica (*Fig. 6 – Estratto dalla Carta Geolitologica, non in scala; Fig. 7 – Estratto dalla Carta Geomorfologica, non in scala*).

I primi metri di sottosuolo sono rappresentati da terreni definiti dal PAT come *“Materiali alluvionali, fluvioglaciali, morenici o lacustri a tessitura prevalentemente limo-argillosa”*.

In relazione all'assetto geomorfologico secondo il PAT, l'area di interesse non ricade all'interno di alcuna forma o lineamento geomorfologico di spicco. Si segnala la presenza del Torrente Poscola che comporta le forme di *“Orlo di scarpata di erosione fluviale o di terrazzo: altezza inferiore a 5 m”* e di *“Argini principali”*.

Dal punto di vista idrogeologico i versanti circostanti il sito in oggetto, sono caratterizzati da buona capacità di infiltrazione e trasmissione da parte della coltre superficiale e del substrato roccioso poco profondo. L'area collinare in esame rappresenta infatti la sede dell'acquifero carsico carbonatico. La zona satura si trova ad elevate profondità e si articola in un sistema di gallerie, condotti, anche di dimensioni molto ridotte, fratture e cavità totalmente sommerse, in corrispondenza delle quali le acque, in pressione, si spostano con direzioni prevalentemente suborizzontali verso l'area di riaffioramento in superficie, in corrispondenza alle sorgenti perenni. A causa dell'elevata capacità di filtrazione e circolazione idrica sotterranea, i potenziali acquiferi sono caratterizzati da significativa vulnerabilità, e pertanto necessitano di essere sottoposti ad adeguati interventi di tutela e salvaguardia della risorsa idrica.

In corrispondenza del sito in esame, tuttavia, risulta presente l'acquifero riconducibile alla piana alluvionale fondovaliva, formatasi per l'azione dei torrenti Agno e Poscola.

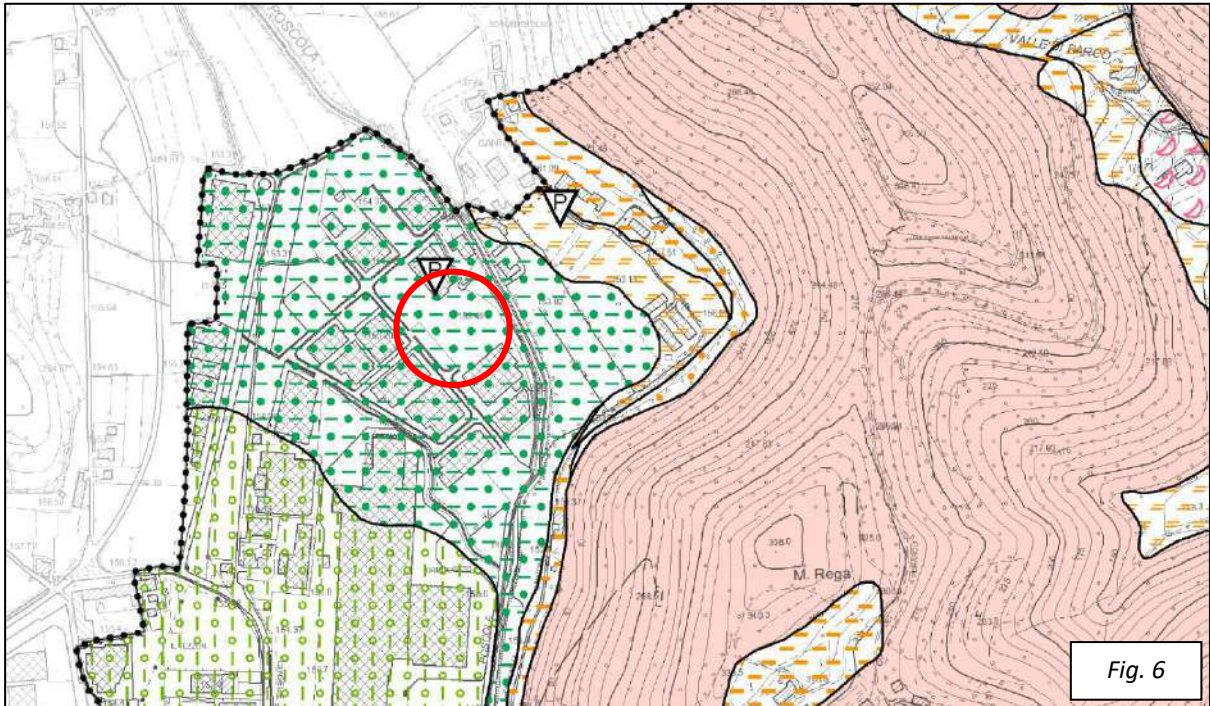
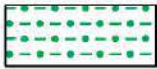


Fig. 6



Materiali alluvionali, fluvio-glaciali, morenici o lacustri a tessitura prevalentemente limo-argillosa

L-ALL-05

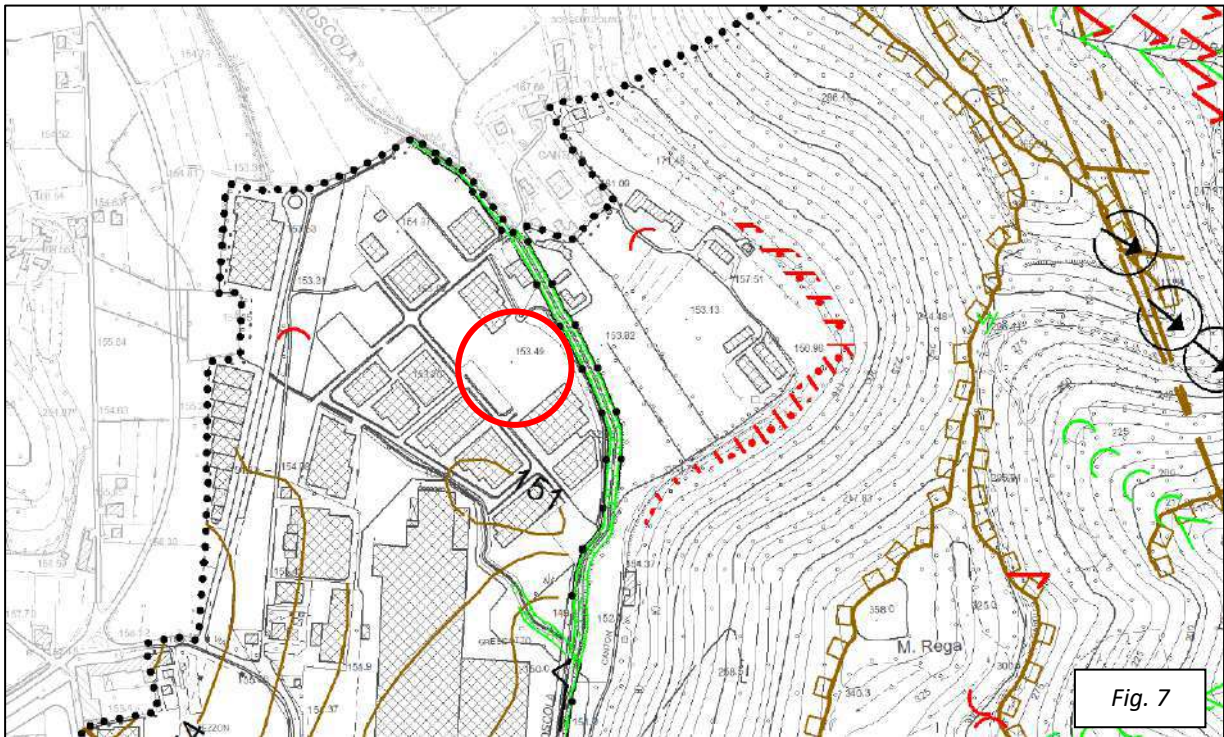


Fig. 7



Argini principali

M-ART-25



Orlo di scarpata di erosione fluviale o di terrazzo: altezza inferiore a 5 metri

M-FLU-17

3.3. Pericolosità geologica ed idraulica

3.3.1. PTCP - Provincia di Vicenza – Carta delle Fragilità

Per una visione più completa delle condizioni idrogeologiche del territorio in esame per quanto riguarda la “Pericolosità idraulica” si è tenuto conto della documentazione di pianificazione territoriale e specificatamente della Carta delle Fragilità (Tav. 2) del Piano Territoriale Provinciale di Coordinamento, PTCP, adottato dal Consiglio Provinciale in data 20 maggio 2010 e approvato con Del. Giunta Reg. 708 del 02/05/2012 (Fig. 8 – Estratto da WEBGIS, Carta delle Fragilità, Portale Provincia di Vicenza).

In tale documento, dove si riportano sia le perimetrazioni del P.A.I. sia quella di Rischio definita dal Piano Provinciale di Emergenza di Protezione Civile, si evidenzia come l’area in oggetto risulti compresa entro la perimetrazione di “Rischio idraulico piano provinciale di emergenza (Art.10) - Rischio Idraulico R1”.



Fig. 8

- Rischio idraulico piano provinciale di emergenza (Art.10) - Aree esondabili
 - Aree esondabili o ristagno idrico (Art.10)
- Rischio idraulico piano provinciale di emergenza (Art.10) - Rischio Idraulico
 - R1
 - R2
 - R3
 - R4
- Pericolosità idraulica PAI (Art.10)
 - P1
 - P2
 - P3
 - Aree fluviali
- Idrografia
 - ~ Idrografia primaria (Art.29-Art.10)
 - ~ Idrografia secondaria (Art.29-Art.10)
- Risorgive (Art.36-Art.29-Art.10)
 - Risorgive (Art.36-Art.29-Art.10)
- Acqua - Limite superiore della fascia delle risorgive e Spartiacque idrogeologico
 - ~ Limite superiore della fascia delle risorgive (Art.36-Art.29-Art.10)
 - ~ Spartiacque idrogeologico (Art.29-Art.10)

3.3.2. PGRA - Piano Gestione del Rischio Alluvioni del distretto Delle Alpi Orientali 2021 - 2027

Il Piano di gestione del rischio alluvioni (PGRA), è redatto, adottato e approvato quale stralcio del piano di bacino a scala distrettuale e interessa il territorio della Regione del Veneto e della Regione Autonoma Friuli-Venezia Giulia, nel seguito "Regioni", nonché delle Province autonome di Trento e di Bolzano.

Il PGRA ha valore di piano territoriale di settore ed è lo strumento conoscitivo, tecnico-operativo e normativo che:

- individua e perimetra le aree a pericolosità idraulica, le zone di attenzione, le aree fluviali, le aree a rischio, pianificando e programmando le azioni e le norme d'uso sulla base delle caratteristiche fisiche e ambientali del territorio interessato;
- coordina la disciplina prevista dagli altri strumenti della pianificazione di bacino presenti nel distretto idrografico delle Alpi Orientali.

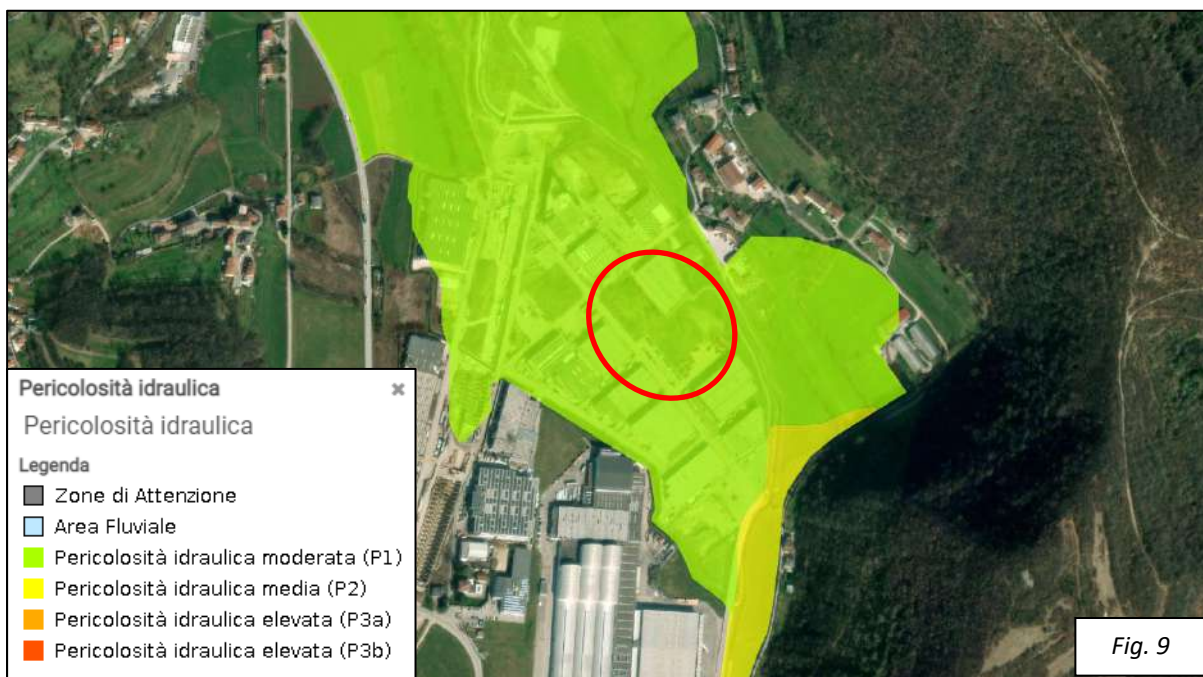
Con il D.Lgs. 49/2010 è stata recepita la Direttiva alluvioni (2007/60) che si concretizza con l'istituzione del Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) principalmente volto a ridurre le conseguenze negative per la salute umana nonché a ridurre i possibili danni all'ambiente, al patrimonio culturale e alle attività economiche connesse con i fenomeni alluvionali. Il PGRA, redatto dal Distretto Idrografico delle Alpi Orientali, è stato adottato con Delibera n°1 del Comitato Istituzionale del 17/12/2015, ed approvato con Delibera n°1 del 3/3/2016.

La Conferenza Istituzionale Permanente dell'Autorità di bacino distrettuale delle Alpi Orientali ha adottato in data 21 dicembre 2021 il primo aggiornamento del Piano di gestione del rischio alluvioni ai sensi degli articoli 65 e 66 del D.lgs n. 152/2006.

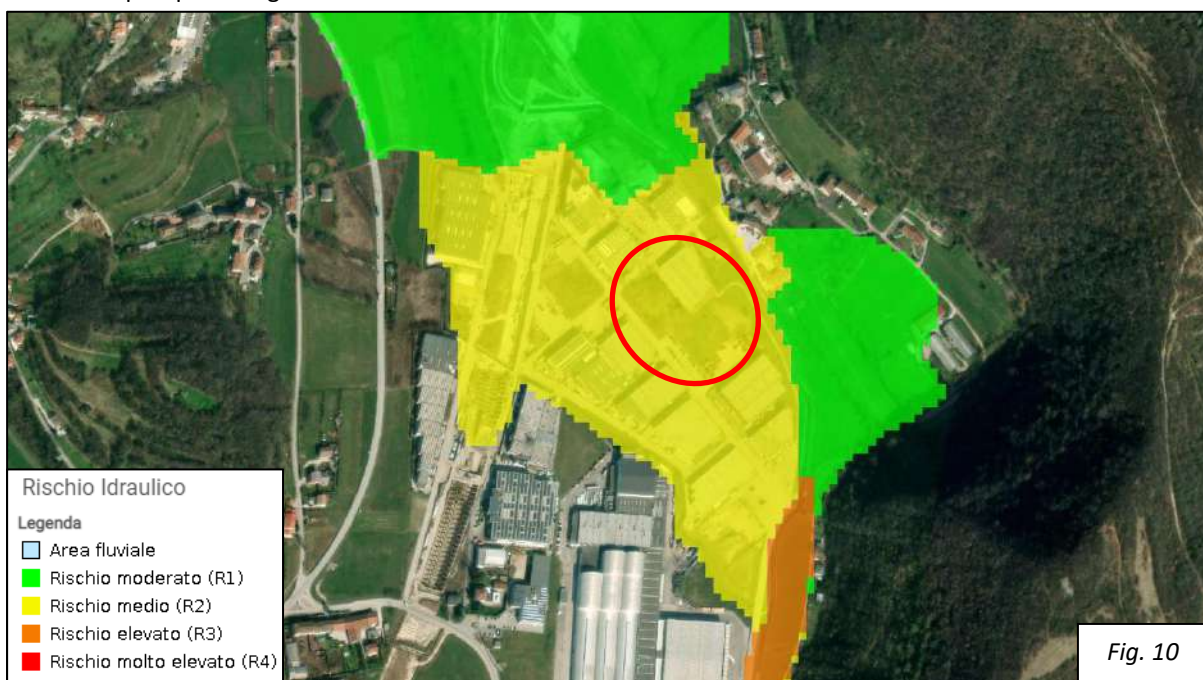
Le mappe di allagabilità e di rischio, predisposte secondo i tre scenari di bassa, media ed elevata probabilità legati al tempo di ritorno dell'evento (30, 100, 300 anni), forniscono informazioni circa l'estensione delle aree potenzialmente allagabili, i relativi livelli idrici e l'intensità dei fenomeni secondo i tre suddetti scenari temporali. Nel PGRA sono stati simulati eventi di piena, con le eventuali situazioni di allagamento, con un modello bidimensionale per tempi di ritorno TR=30 anni (tipico delle opere di bonifica e della rete idrografica minore), TR=100 anni (di riferimento nel dimensionamento delle opere di difesa fluviali e utilizzato nei piani già approvati) e TR=300 anni (evento eccezionale).

Per quanto riguarda la pericolosità e il rischio idraulico è stata presa in considerazione la cartografia di Piano (Fig.9 – Carta della pericolosità idraulica, Fig.10 – Carta del rischio idraulico).

Per quanto riguarda la pericolosità, l'area di interesse ricade all'interno della perimetrazione di "Pericolosità Idraulica Moderata P1".



Per quanto riguarda il rischio, l'area di interesse ricade all'interno della perimetrazione di "Rischio idraulico Medio R2" per quanto riguarda l'intero sito in studio.



Inoltre, si è tenuto conto della cartografia prodotta dal PGRA rappresentanti i tiranti idrici determinate classi di altezza idrica per uno scenario di alta probabilità (TR 30 anni), per uno scenario di media probabilità (TR 100 anni) e per uno scenario di bassa probabilità (TR 300 anni).

SCENARIO AD ALTA PROBABILITA' (TR 30 anni)

Il sito in esame si colloca esternamente alla perimetrazione aree allagabili prendendo in considerazione un TR=30 anni e per quanto riguarda invece le classi di altezza idrica, la zona non è stata presa in considerazione per uno scenario di alta probabilità in quanto situata all'esterno della perimetrazione di area allagabile (Fig. 11 – Estratto da Altezze Idriche TR 30).



SCENARIO A MEDIA PROBABILITA' (TR 100 anni)

Il sito in esame risulta essere compreso nella perimetrazione delle aree allagabili per un TR=100 anni; per quanto riguarda invece le classi di altezza idrica, il sito si colloca all'interno della classe di altezza idrica che va da 0,50 a 1,00 m (Fig. 12 – Estratto da Altezze Idriche TR 100).

Il lotto in esame risulta quindi interessato da altezze idriche max di circa 1,00 m per TR di 100 anni.



SCENARIO A MEDIA PROBABILITA' (TR 300 anni)

Il sito in esame risulta essere compreso nella perimetrazione delle aree allagabili per un TR=300 anni; per quanto riguarda invece le classi di altezza idrica, il sito si colloca all'interno della classe di altezza idrica che va da 0,50 a 1,00 m (Fig. 13 – Estratto da Altezze Idriche TR 300).

Il lotto in esame risulta quindi interessato da altezze idriche max di circa 1,00 m per TR di 300 anni.



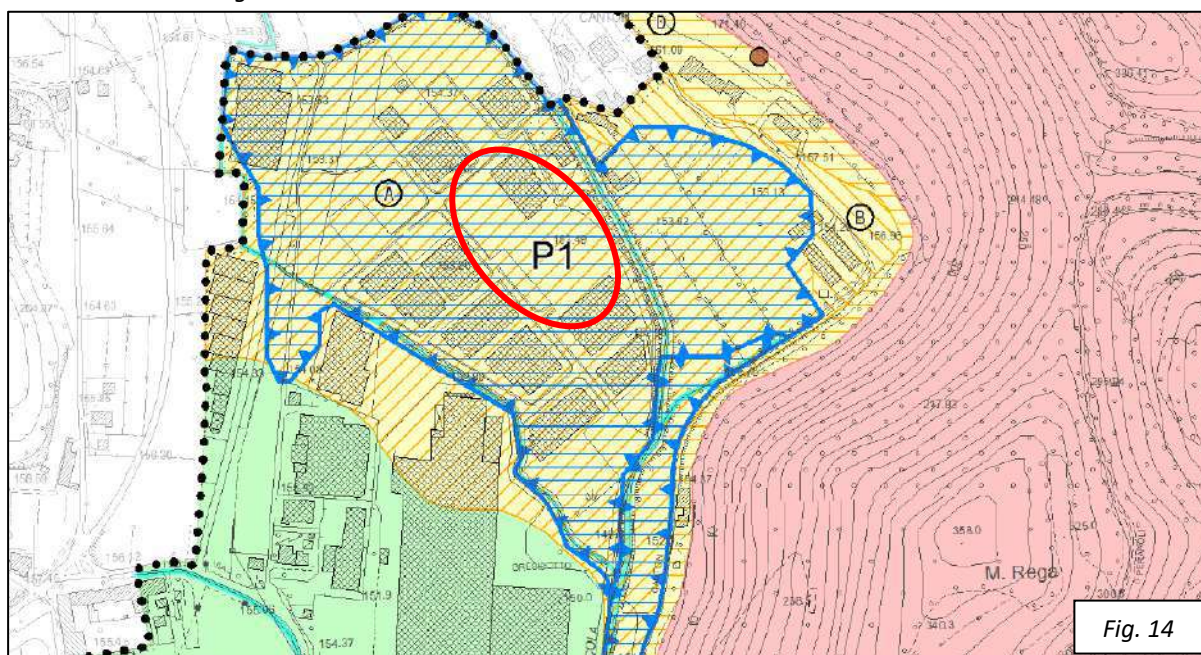
Di seguito si riporta un estratto delle Norme Tecniche di Attuazione del PGRA vigente, in particolare **l'art. 14 – AREE CLASSIFICATE A PERICOLOSITÀ MODERATA P1:**

1. *Nelle aree classificate a pericolosità moderata P1 possono essere consentiti tutti gli interventi di cui alle aree P3A, P3B, P2 secondo le disposizioni di cui agli articoli 12 e 13, nonché gli interventi di ristrutturazione edilizia di edifici.*
2. *L'attuazione degli interventi e delle trasformazioni di natura urbanistica ed edilizia previsti dai piani di assetto e uso del territorio vigenti alla data di adozione del Piano e diversi da quelli di cui agli articoli 12 e 13 e dagli interventi di ristrutturazione edilizia, è subordinata alla verifica della compatibilità idraulica condotta sulla base della scheda tecnica allegata alle presenti norme (All. A punti 2.1 e 2.2) solo nel caso in cui sia accertato il superamento del rischio specifico medio R2.*
3. *Le previsioni contenute nei piani urbanistici attuativi che risultano approvati alla data di adozione del Piano si conformano alla disciplina di cui al comma 2.*
4. *Tutti gli interventi e le trasformazioni di natura urbanistica ed edilizia che comportano la realizzazione di nuovi edifici, opere pubbliche o di interesse pubblico, infrastrutture, devono in ogni caso essere collocati a una quota di sicurezza idraulica pari ad almeno 0,5 m sopra il piano campagna. Tale quota non si computa ai fini del calcolo delle altezze e dei volumi previsti negli strumenti urbanistici vigenti alla data di adozione del Piano.*

3.4. Fragilità

Le fragilità complessive del territorio in esame sono state inoltre valutate consultando il quadro conoscitivo redatto a corredo del Piano di Assetto Territoriale PAT, ed in particolare la Carta delle Fragilità, di cui si riporta un estratto, non in scala, in Fig.14.

In tale documento, si evidenzia come la zona oggetto di studio sia un'area idonea a condizione di tipo A per quanto riguarda la compatibilità geologica ai fini urbanistici. Inoltre, l'area di studio ricade all'interno delle perimetrazioni di "Area esondabile o a ristagno idrico" e di "Aree a pericolosità idraulica in riferimento al PAI del bacino Brenta-Bacchiglione". Si rimanda ai documenti delle Norme Tecniche del PAT.



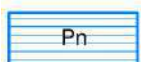
Area idonea a condizione tipo A

Area di pianura alluvionale costituite da terreni a tessitura prevalentemente limoso-argillosa e caratterizzate da livello di falda prossimo al piano di campagna (soggiacenza compresa tra 0 e 2 m)



Area esondabile o a ristagno idrico

Aree a pericolosità e zone di attenzione idrogeologica in riferimento al P.A.I. bacino Brenta - Bacchiglione
(P.A.I. Adottato con Del. n. 3 del Comitato Istituzione del 9.11.2012, G.U. del 30.11.2012)



Aree a pericolosità idraulica in riferimento al P.A.I. del bacino Brenta - Bacchiglione

P1 - Area a pericolosità moderata

In sintesi, il PAT all'articolo 23 descrive le aree idonee a condizione come: **"Area idonea a condizione. Costituisce la classe più rappresentata nell'ambito del territorio comunale. Gran parte delle aree "idonee a condizione" rientrano in una o più "Aree soggette a dissesto idrogeologico" in cui una serie di perimetrazioni evidenziano degli elementi di criticità che dovranno essere oggetto di approfondimenti specifici da parte del geologo. Le parti di territorio che, pur non rientrando in nessuna delle perimetrazioni sono tuttavia "idonee a condizione", derivano da una valutazione incrociata degli aspetti riportati nelle Tavole Geolitologica, Geomorfologica e Idrogeologica. All'interno di esse non esiste un elemento predominante di criticità del suolo da evidenziare ma piuttosto una serie di fattori minori legati a caratteristiche geotecniche del terreno mediocri, scadenti o comunque variabili oppure a fenomeni di instabilità limitati o di tipo superficiali."**

Inoltre, nel medesimo articolo il PAT definisce le prescrizioni per ogni categoria di compatibilità geologica. Per quanto riguarda le aree idonee a condizione definisce: *“Ogni intervento urbanistico o progettuale in genere che ricade in “Area idonea a condizione” dovrà essere correlato da un’indagine geologica opportunamente estesa alle aree contermini; inoltre, gli interventi che ricadono all’interno di una o più delle perimetrazioni di “Aree soggette a dissesto idrogeologico” dovranno contenere gli approfondimenti di seguito specificati. Nel caso di interventi urbanistici o progettuali in genere che ricadono all’interno di più perimetrazioni di “Aree soggette a dissesto idrogeologico” questi dovranno recepire tutti i vincoli e le prescrizioni previste per ogni singolo perimetro”*.

4. INDAGINE IN SITO

4.1. Premesse

Al fine di ottenere la caratterizzazione del sottosuolo interessato dalle future opere in progetto sono state eseguite alcune indagini geognostiche in sito. Vista la situazione geologica e morfologica locale evidenziata dal rilievo preliminare di campagna, e considerata la tipologia dell'intervento in oggetto, le prove sperimentali sono state condotte principalmente per riconoscere la natura e parametrizzare le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione delle opere edilizie.



È stata effettuata un'indagine sperimentale in sito, che ha richiesto:

- Esecuzione di **n°4 Prove Penetrometriche Dinamiche Superpesanti (DPSH)**, per la caratterizzazione e parametrizzazione stratigrafica e geotecnica del sottosuolo spinte fino alla profondità massima di 21,00 m dal p.c. locale;
- Esecuzione di **n°1 Prova Penetrometrica Statica (CPT)**, per la caratterizzazione e parametrizzazione stratigrafica e geotecnica del sottosuolo spinta fino alla profondità massima di 13,80 m dal p.c. locale;
- Esecuzione di **n°1 Prospezione Geofisica**, tramite la metodologia **HVSr** (Metodo di Nakamura), per la verifica della frequenza di risonanza caratteristica del terreno, la valutazione della velocità delle onde sismiche V_s e l'attribuzione della categoria di suolo di fondazione (rif: O.P.C.M n°3274 20/03/2003 e suc.mod. - D.M 17/01/2018).

- Esecuzione di **n°1 Prospezione Sismica Attiva**, tramite la metodologia **MASW** (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) e **n°1 Prospezione Sismica Passiva**, tramite la metodologia **Re.Mi** (*Refracted Microtremors*), per la caratterizzazione stratigrafica del sottosuolo e la valutazione della velocità delle onde sismiche Vs;

Le prove di campagna sono state ubicate entro i terreni di proprietà ed in prossimità delle opere in progetto, tenendo in considerazione le condizioni logistiche e di accessibilità del sito, come riportato in *Fig. 15 – Ubicazione prove in sito*.

4.2. Descrizione della strumentazione utilizzata

Strumentazione penetrometrica

FONTE: FERRUCCIO CESTARI, PROVE GEOTECNICHE IN SITO, GEO-GRAPH S.N.C., SEGRATE, 1996

Il funzionamento del **Penetrometro Statico** (CPT Cone Penetration Test) è basato sull'infissione di una punta metallica nel terreno tramite un pistone idraulico che spinge la batteria di aste, su cui è montata la punta stessa (Punta tipo Begemann), a velocità costante di 2 cm al secondo, con potenza di spinta variabile. L'attrezzatura può essere montata su veicoli che, tramite il peso proprio o l'ancoraggio al terreno a mezzo di elicoidi, forniscono il contrasto necessario alla spinta. Lo strumento posto alla base della batteria di aste è costituito da una punta conica e da un manicotto mobile posizionato immediatamente dietro il cono, che misurano rispettivamente la resistenza alla penetrazione di punta (R_p in Kg/cm^2) e la resistenza di attrito laterale (R_l in Kg/cm^2). Tali grandezze sono quantitativamente correlabili alle caratteristiche geotecniche dei terreni attraversati. Dal rapporto di questi due valori (R_p/R_l) è possibile, inoltre, risalire alla stratigrafia del sottosuolo (Begemann, 1966; Schmertmann, 1978). La Prova Penetrometrica Statica è compresa negli standard *ASTM* e *ISSMFE*, oltre che nelle "Raccomandazioni per le Indagini Geotecniche (1977)" dell'Associazione Geotecnica Italiana (AGI), ed è disponibile un'ampia letteratura sull'interpretazione dei dati sperimentali.

Il test penetrometrico dinamico consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica, tramite la battuta da altezza prefissata di un maglio di peso standard; durante la percussione vengono misurati i colpi necessari alla penetrazione della punta per una lunghezza prefissata. Per quanto riguarda le prove penetrometriche dinamiche è stato usato un tipo di sonda del tipo "**Penetrometro Dinamico SuperPesante**" (DPSH), che ha il maglio di massa 60 kg e viene misurato il numero di colpi necessario all'infissione ogni 30 cm. La strumentazione utilizzata è ampiamente standardizzata ed i risultati sono facilmente correlabili alla prova **SPT** (*Standard Penetration Test*), eseguita in foro di sondaggio e similare per modalità, da cui è possibile ricavare i parametri geotecnici necessari a caratterizzare i terreni di natura prevalentemente granulare e subordinatamente coesivi.



Anche in questo caso, come per tutta l'attrezzatura geognostica utilizzata dallo scrivente, le specifiche tecniche delle strumentazioni e le modalità esecutive sono codificate da precise norme internazionali, unitamente alle modalità di interpretazione dei dati quantitativi (rif: *Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche - AGI 1977*). Nello specifico per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione sono stati utilizzati i risultati delle Prove DPM, correlate alla Standard Penetration Test (SPT), eseguite in corrispondenza delle future opere di fondazione, secondo le modalità prima esposte.

Attraverso l'energia specifica per colpo, nelle prove DPM è possibile, inoltre, calcolare la *Resistenza Dinamica* alla penetrazione di punta (**R_{pd}** in kg/cm^2), che è funzione del numero di colpi N; a tal scopo si utilizza la correlazione nota come "*Formula degli Olandesi*", espressa come segue:

$$Rpd = M^2 H / [A e (M + P)] = M^2 H N / [A \xi (M + P)]$$

Rpd = Resistenza Dinamica alla punta

A = area punta

e = infissione per colpo = ξ/N

M = peso massa battente

P = peso totale aste e sistema di battuta

H = altezza di caduta

Un'ampia casistica internazionale ha permesso inoltre di ottenere delle relazioni empiriche che legano i valori rilevati con i valori della capacità portante e, soprattutto in questo caso, con i valori di coesione o di angolo d'attrito del terreno attraversato. Nello specifico è stato utilizzato un Penetrometro Dinamico Superpesante con gruppo sonda a percussione montato su autocarro.

Tecnica HVSR

Fonte: AKI K., A NOTE ON THE USE OF MICROSEISMS IN DETERMINING THE SHALLOW STRUCTURES OF THE EARTH'S CRUST, GEOPHYSICS, 1964

Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un tromometro digitale della ditta Micromed S.r.l. modello "Tromino" che rappresenta la nuova generazione di strumenti ultra-leggeri e ultra-compatti in alta risoluzione adatti a tali misurazioni. Lo strumento racchiude al suo interno tre velocimetri elettrodinamici ortogonali tra loro ad alta definizione con intervallo di frequenza compreso tra 0.1 e 256 Hz. Questa tecnica di sismica passiva (tecnica dei rapporti spettrali o HVSR, Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è totalmente non invasiva.

I risultati che si possono ottenere da una registrazione sono:

- la frequenza caratteristica di risonanza del sito: si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericolosi per la stabilità degli stessi;
- la frequenza fondamentale di risonanza di un edificio: da confrontare con quella caratteristica del sito e capire se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;
- la velocità media delle onde di taglio Vs: per l'affidabilità del risultato, è necessario conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia (prova penetrometrica, sondaggio, ecc.) e riconoscibile nella curva H/V. Sarà quindi possibile calcolare la Vs,eq e la relativa categoria del suolo di fondazione;
- la stratigrafia del sottosuolo ogni strato riconosciuto è inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto d'impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

Le basi teoriche della tecnica HVSR si rifanno in parte alla sismica tradizionale (riflessione, rifrazione, diffrazione) e in parte alla teoria dei microtremiti. La forma di un'onda registrata in un sito x da uno strumento è data dalla seguente equazione:

$$\text{segnale registrazione al sito } x = \text{sorgente} * \text{effetti di percorso} * \text{funzione trasferimento strumento}$$

Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre (microtremiti); nel tragitto dalla sorgente s al sito x le onde elastiche (sia di terremoto che microtremiti) subiscono riflessioni, rifrazioni, intrappolamenti per fenomeni di guida d'onda, attenuazioni che dipendono dalla natura del sottosuolo attraversato.

La teoria dei rapporti spettrali o, semplicemente, HVSR che è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali dei sottosuoli.

Per la determinazione delle velocità delle onde di taglio si utilizza un codice di calcolo appositamente creato per interpretare i rapporti spettrali (HVSr) basati sulla simulazione del campo d'onde di superficie (Rayleigh e Love) in sistemi multistrato a strati piani e paralleli secondo la teoria descritta in AKI (1964) e Ben-Menahem e Singh (1981). Operativamente si costruisce un modello teorico HVSr avente tante discontinuità sismiche quante sono le discontinuità evidenziate dalla registrazione eseguita. Successivamente, tramite uno specifico algoritmo, si cercherà di adattare la curva teorica a quella sperimentale; in questo modo si otterranno gli spessori dei sismostrati con la relativa velocità delle onde Vs.

Strumentazione sismica

La strumentazione sismica utilizzata è costituita da:

n°	Strumentazione	Caratteristiche
1	Unità di acquisizione dati	Sismografo a 24 canali PASI (GEA24). Il sistema è in grado di convertire in digitale e registrare su memoria il segnale proveniente da ciascun sistema di ricezione.
12	Geofoni verticali	Rappresentano il sistema di ricezione. Ciascun geofono possiede frequenza propria.
1	Sistema di trigger	Consiste in un circuito elettrico che produce un impulso inviato ad un sensore collegato al sistema di acquisizione dati, e permette di individuare e visualizzare l'istante in cui la sorgente viene attivata, ovvero di fissare l'inizio della registrazione.
1	Sistema di energizzazione	Mazza battente su piattello metallico, del peso di 8 kg.

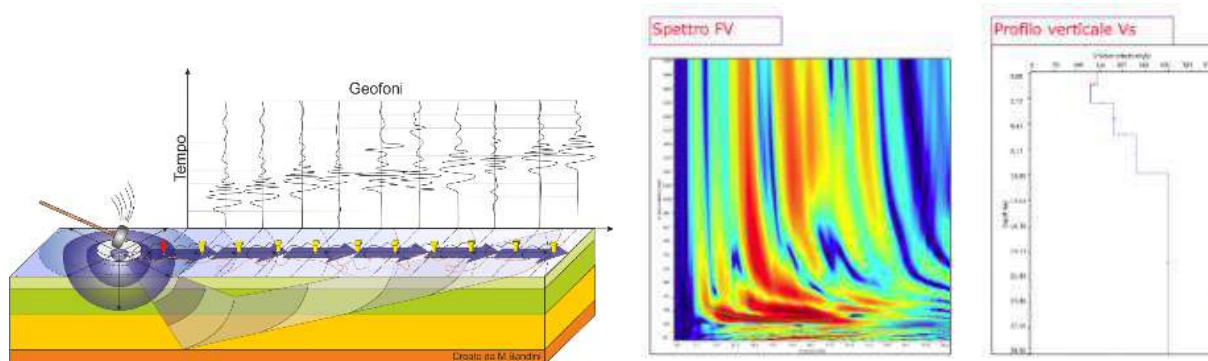
I geofoni sono connessi tra di loro ed all'unità di acquisizione mediante cavo sismico.

Nel corso delle indagini in sito è stato realizzato n.1 stendimento sismico, sul quale è stata effettuata n.1 acquisizione MASW, n.1 acquisizione Re.Mi e n.1 Sismica a Rifrazione.

La configurazione geometrica dello stendimento sismico è stata mantenuta standard nel corso delle acquisizioni, tenendo conto sia dei volumi di terreno da caratterizzare sia delle condizioni logistiche del sito: l'interdistanza geofonica (distanza tra ciascun geofono) utilizzata è stata di 2 m.

MASW

Il metodo MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*), messo a punto nel 1999 da ricercatori del Kansas Geological Survey (*Park et al., 1999*) permette di determinare in modo dettagliato l'andamento della velocità delle onde sismiche di taglio (o onde S) in funzione della profondità attraverso lo studio della propagazione delle onde superficiali o di Rayleigh. Il metodo di indagine MASW si distingue in "attivo" e "passivo" (*Zywicki, 1999; Park e Miller, 2006; Roma, 2006*).



Nel caso specifico, è stato utilizzato il metodo attivo, che consente di ottenere una curva di dispersione nel range di frequenza compreso tra 10 e 40 Hz e fornisce informazioni sulla parte più superficiale di sottosuolo (fino a circa 20-30 m di profondità, in funzione della rigidità del suolo): l'analisi delle onde superficiali è stata eseguita utilizzando la strumentazione classica (*in figura*).

L'acquisizione è avvenuta per mezzo della strumentazione sopra descritta. Il terreno è stato energizzato con mazza battente su piattello metallico, l'energizzazione è avvenuta ad una distanza di 1 m dal primo geofono.

Infine, per una corretta acquisizione, sono stati utilizzati un tempo di campionamento pari a 250 μ s ed una durata di campionamento di 512 ms.

Re.Mi

L'acquisizione di tipo Re.Mi è una derivazione delle tecniche SASW (*Spectral Analysis of Surface Waves*) e MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*): tali tecniche si basano sull'elaborazione delle proprietà spettrali delle onde di superficie (onde di Rayleigh o pseudo-Rayleigh) per la costruzione di un modello verticale di velocità di propagazione delle onde di taglio.

Il metodo Re.Mi combina la semplicità operativa del SASW con l'elevata risoluzione nei terreni più superficiali propria del MASW.

I microtremori vengono generalmente registrati mediante uno stendimento lineare da 12 o più geofoni a bassa frequenza, senza la necessità di dover operare con un sorgente attiva. I dati vengono acquisiti mediante la classica strumentazione impiegata per le acquisizioni a rifrazione. Generalmente si impiegano geofoni con frequenza variabile da 4 a 14 Hz e tempi di registrazione di 15-30 s.

Il rumore registrato viene convertito dal dominio x-tal dominio f-k nel quale viene rappresentato lo spettro di potenza delle onde di superficie ed individuata la curva di dispersione.

In corrispondenza dello stendimento sismico su cui è avvenuta l'acquisizione Re.Mi (lo stesso utilizzato per la MASW) sono state acquisite 20 sessioni di registrazione, ciascuna della durata di 32 secondi circa. Le singole sessioni di registrazione sono state quindi aggregate andando a costituire uno spettro medio.

Infine, per una corretta acquisizione, sono stati utilizzati un tempo di campionamento pari a 1 μ s ed una durata di campionamento di 32768 ms.

5. MODELLO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO LOCALE

5.1. Modello geologico

La stratigrafia del terreno del lotto in esame è stata ottenuta, per quanto riguarda i primi metri, indirettamente dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche e dinamiche e, più in profondità, dall'indagine sismica passiva.

Dall'analisi delle tabelle e dei diagrammi, è possibile constatare in tutta l'area, una situazione stratigrafica globalmente omogenea fino alla massima profondità indagata, in relazione alla distribuzione spaziale laterale, ed uniforme per quanto riguarda le caratteristiche geotecniche degli orizzonti individuati.

Le indagini geognostiche effettuate in corrispondenza dell'area di indagine evidenziano superficialmente, e fino alla profondità massima di 2,20 m dal p.c. locale, la presenza di terreni di riporto limoso ghiaiosi con blocchi decimetrici. Al di sotto di questo primo orizzonte, e fino alla massima profondità di 12,90 m, si individua la presenza di Argille debolmente limose. Al di sotto di questo orizzonte, e fino alla massima profondità di 19,80 m, si individua la presenza di sabbie limose prevalenti. Infine, fino alla profondità massima d'indagine di 21,00 m si riscontra la presenza di sabbie debolmente ghiaiose.

Si specifica che la prova penetrometrica statica è stata condotta in un apposito preforo profondo 2,20 m dal p.c. locale, per superare i terreni di riporto altrimenti difficilmente attraversabili con questa tecnica.

Nello specifico, è possibile individuare un modello schematico in cui si riconoscono i seguenti orizzonti stratigrafici in corrispondenza dell'area di indagine, con profondità riferita al piano campagna locale:

Profondità (m)	Litologia correlata	Orizzonte
0,00 – 1,30/2,20	Terreno di riporto limoso ghiaioso con blocchi decimetrici	-
1,30/2,20 – 10,50/12,90	Argilla debolmente limosa	A
10,50/12,80 – 19,50/19,80	Sabbia limosa	B
19,50/19,80 – 21,00 * (Fine prova)	Sabbia debolmente ghiaiosa	C

Il modello geologico sopra riportato deve essere considerato indicativo, mentre i singoli diagrammi penetrometrici illustrano le litologie presenti in corrispondenza delle verticali indagate (v. *Allegato*).

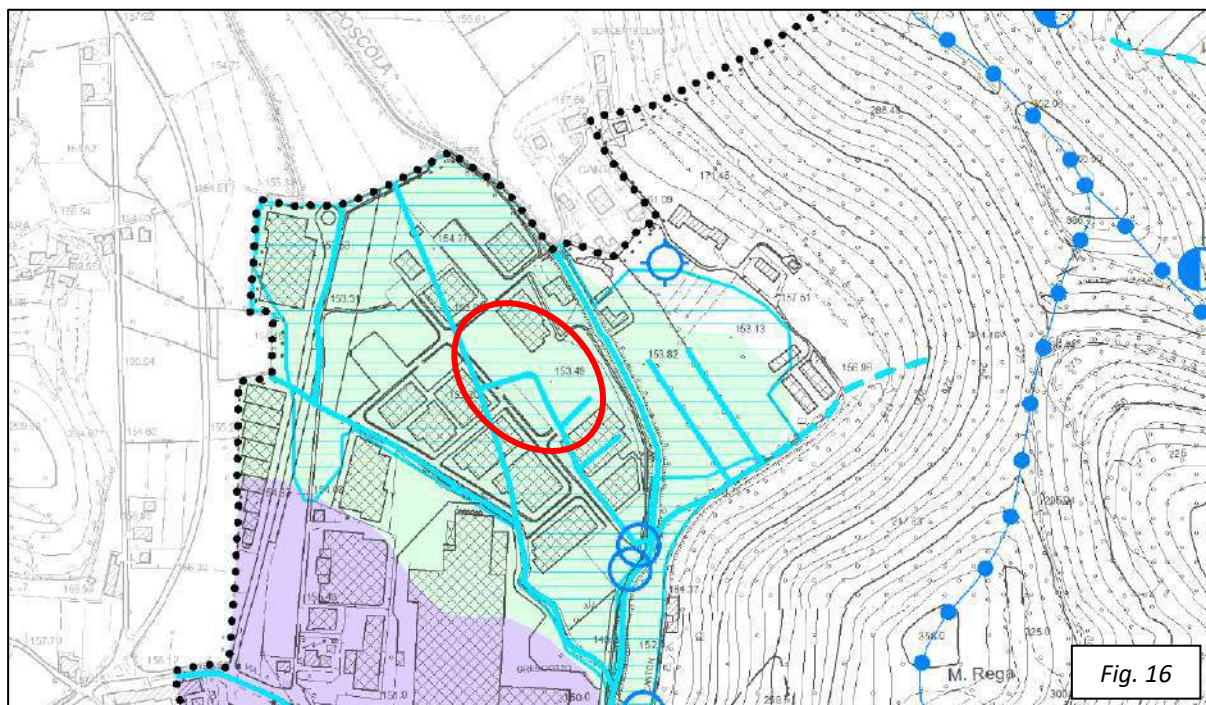
Si riporta inoltre in *Allegato Tav. 1*, contenente la Sezione Geologica, n°1 sezione geologica schematica interpretativa della situazione stratigrafica del sito in oggetto, così come desunta dalle indagini geognostiche effettuate nell'ambito della presente indagine.

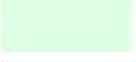
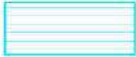
Si tiene inoltre a precisare che le prove penetrometriche sono indagini geognostiche indirette, ovvero effettuate senza osservazione diretta del terreno da parte dello sperimentatore; ne consegue che la scelta della "litologia correlata" è riconducibile a correlazioni sperimentali basate sulla resistenza dinamica, contestualizzate con il quadro geologico generale, necessarie per la determinazione del comportamento geotecnico ai fini delle valutazioni delle interazioni tra strutture e sottosuolo. Eventuali difformità a livello granulometrico che potrebbero essere riscontrate, ad esempio a seguito dello scavo, sono da considerarsi insite nell'incertezza dei metodi geognostici indiretti.

5.2. Modello idrogeologico

Dal punto di vista idrogeologico, nei fori delle prove penetrometriche è stata rilevata la presenza di falda idrica alla profondità di 3,00 m dal p.c. locale. Non si escludono temporanee fluttuazioni del livello statico della falda, con innalzamenti che possono interessare direttamente i primi metri di sottosuolo.

Per completare il quadro geologico generale, è stato preso in considerazione il quadro conoscitivo redatto a corredo del Piano di Assetto Territoriale PAT del Comune di Castelgomberto (Fig. 16 – Estratto dalla Carta Idrogeologica, non in scala), di cui si riporta l'estratto relativamente alla carta idrogeologica: in tale cartografia è presente la falda idrica, che presenta un valore di soggiacenza compreso tra 0 e 2 m dal p.c. locale.



	Area con profondità falda freatica compresa tra 0 e 2 m dal p.c.	I-SOT-01a
	Area soggetta a inondazioni periodiche	I-SUP-16

6. MODELLO GEOTECNICO

In riferimento alla prova penetrometrica statica condotta (CPT), per la valutazione delle caratteristiche meccaniche degli orizzonti di natura prevalentemente coesiva, è stato considerato il Metodo di Lunne, valido per argille di bassa, media ed alta plasticità e poco sensibili, che relaziona la R_p delle prove penetrometriche con la Coesione non drenata (C_u), secondo la formula:

$$C_u = R_p - \sigma'V / N_k$$

R_p = Resistenza penetrometrica di punta (kg/cm²);

$\sigma'V$ = Pressione verticale efficace alla profondità di calcolo (kg/cm²);

N_k = fattore adimensionale.

Per la valutazione dell'angolo di attrito (ϕ), relativamente agli orizzonti di natura granulare sabbioso-limosi, sono stati invece valutati alcuni metodi riferibili a diversi autori, dipendenti dal medesimo valore di R_p ottenuto nel corso delle prove penetrometriche statiche CPT:

$$\text{Beer: } V'b = 1.3 e^{2\pi \tan \phi} \cdot \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$\text{Koppejan: } V'b = 1.3 e^{[2.5\pi] \phi \tan \phi} \cdot [(1 - \sin \phi)/(1 + \sin \phi)]$$

$$\text{Caquot: } V'b = 10^{3.04 \tan \phi}$$

$$\text{dove } V'b = R_p / \sigma'V \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Nel presente studio in particolare, viste le caratteristiche stratigrafiche dei terreni riscontrate nel corso delle indagini penetrometriche, sono stati stimati i valori dei principali parametri geotecnici, utili alle successive elaborazioni, attraverso l'impiego delle seguenti correlazioni:

Terreni Coesivi

PARAMETRO	METODO E CARATTERISTICHE
COESIONE NON DRENATA (C_u)	Lunne, Robertson and Powell (1977)
MODULO EDOMETRICO	Metodo generale del modulo edometrico
MODULO DI DEFORMAZIONE NON DRENATO	Cancelli e altri 1980
OCR	P.W.Mayne (1991) – metodo valido per argille e argille sovraconsolidate

Terreni Incoerenti

PARAMETRO	METODO E CARATTERISTICHE
ANGOLO DI ATTRITO	De Beer (1965 – 1967) Correlazione valida per: Sabbie normal consolidate non cementate
DENSITÀ RELATIVA	Baldi (1978) e Schmertmann (1976) – metodo valido per sabbie N.C. non cementate
MODULO DI YOUNG	Robertson & Campanella (1983) Correlazione valida per: Sabbie NC quarzose
MODULO EDOMETRICO	Mitchell - Gardner (1975) Correlazione valida per: Sabbie

Sempre per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione sono stati inoltre utilizzati i risultati delle Prove Penetrometriche Dinamiche correlate alla Standard Penetration Test (SPT), eseguita secondo le modalità prima espone. Nel caso specifico, per la determinazione delle caratteristiche meccaniche, è stata utilizzata la correlazione tra N_{30} del Penetrometro Dinamico Medio (DPSH) ed il numero di colpi equivalente dello Standard Penetration Test (N_{spt}), per la quale N_{30}/N_{spt} paria 1.80.

In relazione ai parametri geotecnici determinati con tali procedure, per quanto riguarda i litotipi di natura coesiva, sono stati considerati diversi metodi di calcolo riconducibili a vari autori, come ad esempio riportato in Fig. 17 - Correlazioni $C_u - N_{SPT}$.

Anche in relazione ai terreni caratterizzati da natura prevalentemente granulare, per la determinazione dell'angolo di attrito Φ sono stati considerati metodi riconducibili a vari autori, come ad esempio indicato nella Fig. 18 - Correlazioni $\Phi - N_{SPT}$.

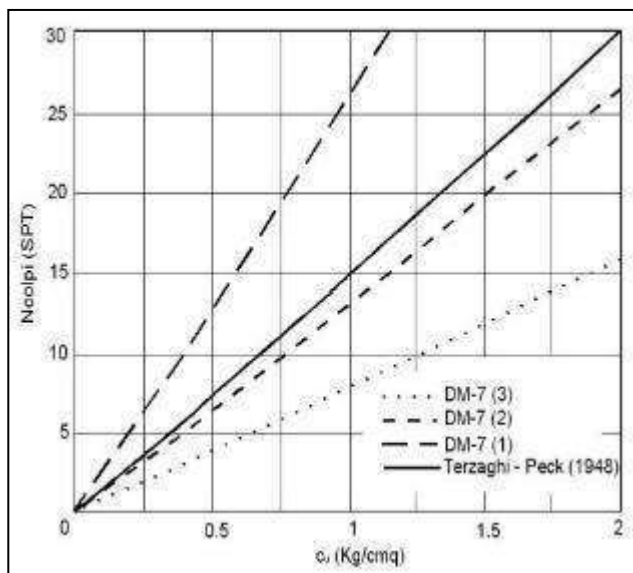


Fig. 17 - Correlazioni $C_u - N_{SPT}$

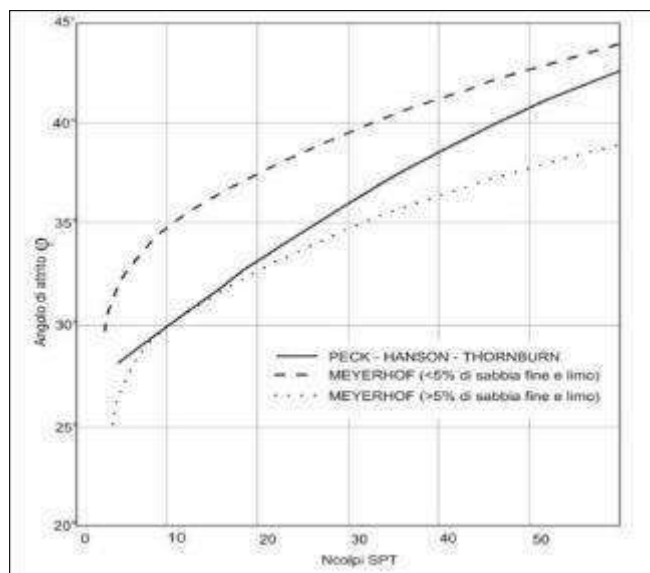


Fig. 18 - Correlazioni $\phi - N_{SPT}$

Nel presente studio in particolare, viste le caratteristiche stratigrafiche dei terreni riscontrate nel corso delle indagini penetrometriche, sono stati stimati i valori dei principali parametri geotecnici, utili alle successive elaborazioni, attraverso l'impiego delle seguenti correlazioni:

TERRENI INCOERENTI

PARAMETRO	Metodo	Caratteristiche
ANGOLO DI ATTRITO:	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerof (1956)	metodo applicabile per le sabbie in genere nei primi 5 m per i terreni sopra falda e di 8 m per i terreni in falda $\phi = 27,2 + 0,28 N_{Spt}$
DENSITÀ RELATIVA:	Schultze & Menzenbach (1961)	metodo valido per terreni sabbiosi a granulometria da fine a grossolana $D_r = e^{0,478 \ln(N_{Spt}) - 0,262 \ln(\sigma'_{VO}) + 2,84} = \%$
MODULO DI YOUNG:	Schultze & Menzenbach	$E = 76 + 5,27 N_{Spt} = \{kg/cm^2\}$
MODULO EDOMETRICO:	Begemann (1974)	correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia

TERRENI COESIVI

PARAMETRO	Metodo	Caratteristiche
COESIONE NON DRENATA (C_u):	Benassi & Vannelli (1983)	correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Sunda
MODULO EDOMETRICO:	Vesic (1970)	correlazione valida per argille molli
MODULO DI YOUNG:	D'Appollonia et al. (1983)	correlazione valida per argille sature - argille fessurate

I valori caratteristici dei parametri geotecnici si possono definire come stime cautelative dei parametri che influenzano l'insorgere degli stati limite in considerazione.

La metodologia delineata dalla normativa europea prevede la definizione dei valori caratteristici attraverso procedimenti statistici, non resi tuttavia obbligatori. Se quindi, per l'individuazione dei parametri caratteristici, si utilizzano metodi statistici, la deviazione del valore caratteristico deve essere tale che la probabilità calcolata di un valore più sfavorevole che governa l'insorgere dello stato limite in considerazione non sia maggiore del 5%. Si tratta quindi di un margine conservativo del 5% (che può corrispondere con un 5° percentile od un 95° percentile della distribuzione statistica in considerazione), il quale garantisce, in chiave probabilistica, la cautela nel 95% dei casi.

I valori caratteristici di $c'k$ e $\phi'k$ sono determinabili con le seguenti relazioni:

$$\phi'k = \phi'm (1 + X \cdot V_\phi)$$

$$c'k = c'm (1 + X \cdot V_c)$$

$\phi'k$ = valore caratteristico dell'angolo di attrito interno

$c'k$ = valore caratteristico della coesione

$\phi'm$ = valore medio dell'angolo di attrito

$c'm$ = valore medio della coesione

V_ϕ = coefficiente di variazione (COV) di ϕ' , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di ϕ'

V_c = coefficiente di variazione (COV) di c' , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di c'

X = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata: l'Eurocodice 7 fissa, per i parametri della resistenza al taglio, una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiano, un valore di X uguale a $-1,645$

La normativa nazionale prevede comunque che la definizione di parametri caratteristici nella progettazione geotecnica possa derivare da una "stima cautelativa, effettuata dal progettista, del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato". In generale, per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno o quando la struttura è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi dell'insieme dei dati. Quando invece i volumi di terreno influenzati dall'opera sono modesti o la struttura a contatto con il terreno non sia sufficientemente rigida, si possono assumere cautelativamente valori caratteristici dei parametri geotecnici prossimi ai valori minimi.

Sulla base di quanto sopra esposto, vengono riportati a seguire i parametri geotecnici caratteristici dei terreni ricavati dall'indagine e suddivisi nelle seguenti unità litotecniche:

Unità Litotecnica	Litologia correlata	$Cu k$ (KN/m ²)	$c' k$ (KN/m ²)	ϕk (°)	E_d (KN/m ²)	E_I (KN/m ²)	$\gamma_{NAT} k$ (KN/m ³)
A	Argilla debolmente limosa	40	10	22°	2900	-	18.0
B	Sabbia limosa	-	3	27°	-	16000	19.0
C	Sabbia debolmente ghiaiosa	-	-	32°	-	27000	20.0

Si precisa che i valori dei parametri geotecnici riportati nella tabella soprastante possono essere considerati rappresentativi degli orizzonti stratigrafici individuati nella loro globalità, anche in considerazione della naturale disomogeneità del sottosuolo. Dai tabulati delle prove penetrometriche allegate fuori testo, è possibile ricavare i parametri di resistenza puntuali, esattamente in corrispondenza delle verticali indagate. Da ciò consegue che l'assunzione di valori di resistenza differenti, minori o maggiori, da utilizzare nei calcoli geotecnici sarà

subordinata alle ipotesi progettuali specifiche relative alla tipologia, dimensionamento e posizionamento preliminari delle fondazioni analizzate.

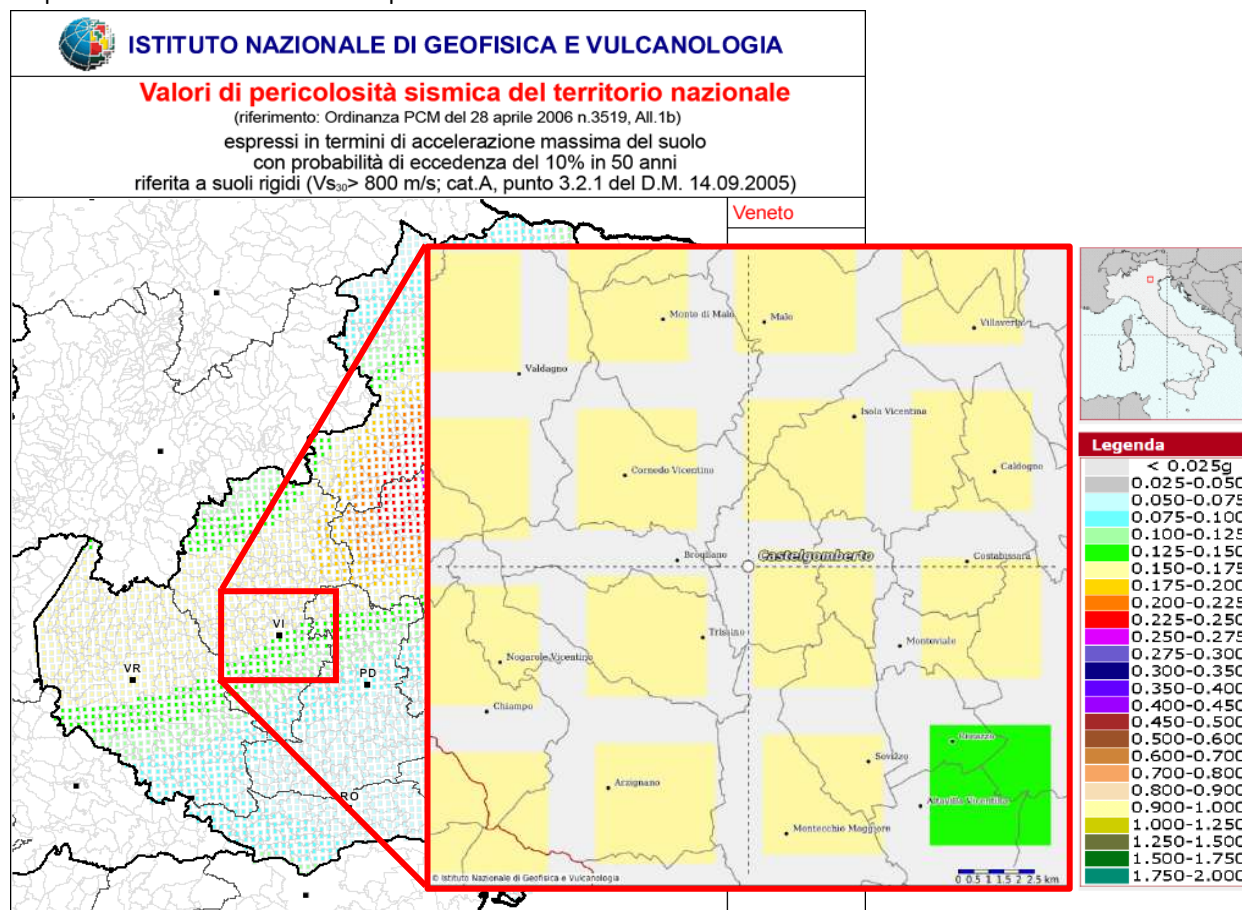
7. MODELLO SISMICO LOCALE

7.1. Azione sismica di base

Sulla base dell'Ordinanza PCM 3519 del 28 aprile 2006 dalla G.U. n.108 del 11/05/06 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone", il **Comune di Castelvogomberto** è inseribile interamente nella fascia distinta da un valore di accelerazione sismica orizzontale ag riferito a suoli rigidi subpianeggianti caratterizzati da $V_{s,30} > 800$ m/s compreso tra **0,150g e 0,175g** (valori riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni – mappa 50° percentile), ovvero in **Zona 2**, secondo l'O.P.C.M. n° 3519.

Per gli aspetti amministrativi, il **Comune di Castelvogomberto** rientra in **Zona 2**, come classificato nell'elenco (allegato B) dell'Aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche del Veneto. D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380, articolo 83, comma 3; D. Lgs 31 marzo 1998, n. 112, articoli 93 e 94. D.G.R./CR n. 1 del 19/01/2021.

Con l'entrata in vigore delle NTC 2018 la classificazione in zone sismiche ha valenza puramente amministrativa, in quanto la zona sismica non è un parametro idoneo alla determinazione di un rischio sismico di un edificio.



A partire dal 2008, con l'entrata in vigore delle NTC'08, si definiscono le azioni sismiche di progetto, che si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base mediante un approccio "sito dipendente".

La pericolosità sismica deriva da studi condotti a livello nazionale, definita in termini di accelerazione orizzontale massima a_g e dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta nelle condizioni di sito rigido, in

corrispondenza di un reticolo di riferimento e per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno T_R ricadenti in un intervallo compreso tra 30 e 2475 anni.

Per effetto di sito (risposta sismica locale) si intende l'insieme delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza che un moto sismico, relativo ad una formazione rocciosa di base (R), subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti fino alla superficie (S).

L'azione sismica locale (di sito) è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento V_R "), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Il periodo di riferimento V_R di una costruzione si valuta moltiplicando la vita nominale V_N (numero di anni nel quale la struttura deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata) per il coefficiente d'uso C_u della costruzione, che definisce l'importanza strategica della costruzione stessa. Esso riveste notevole importanza in quanto è utilizzato per valutare il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica, una volta fissata la probabilità di superamento corrispondente allo stato limite considerato.

Una volta stabilito il T_R dell'azione sismica cui fare riferimento è possibile definire la pericolosità sismica di base per il sito interessato alla realizzazione dell'opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dall'INGV, dove le forme spettrali di riferimento sono definite, per ciascuna delle probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento PVR, partendo dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- *ag* – accelerazione orizzontale massima al sito;
- *Fo* – valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- *T*C* – periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

L'azione sismica di base così individuata deve essere necessariamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sito e della morfologia della superficie (risposta sismica locale), in riferimento al tipo di opera in progetto.

7.2. Definizione della categoria topografica e della categoria di sottosuolo (stratigrafica)

Categoria topografica

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale definendo le condizioni topografiche del sito, in riferimento alle caratteristiche della superficie topografica, come illustrato nella tabella seguente.

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 $i > 30^\circ$

Il sito in oggetto appare caratterizzato da un profilo **T1**.

Categoria stratigrafica

Nel presente lavoro si sfrutterà la teoria di Nakamura che relaziona lo spettro di risposta del substrato roccioso (rapporto spettrale $H/V = 1$) con quello effettivamente misurato in superficie.

Il moto sismico è amplificato in corrispondenza di determinate frequenze, che corrispondono alle **frequenze naturali f_n** di vibrazione del deposito:

$$f_n = 1 / T_n = (V_s * (2n - 1)) / (4 * H) \quad \text{con } n = 1, 2, \dots, \quad [6.1]$$

mentre risulta ridotto di amplificazione alle frequenze elevate a causa dello smorzamento del terreno.

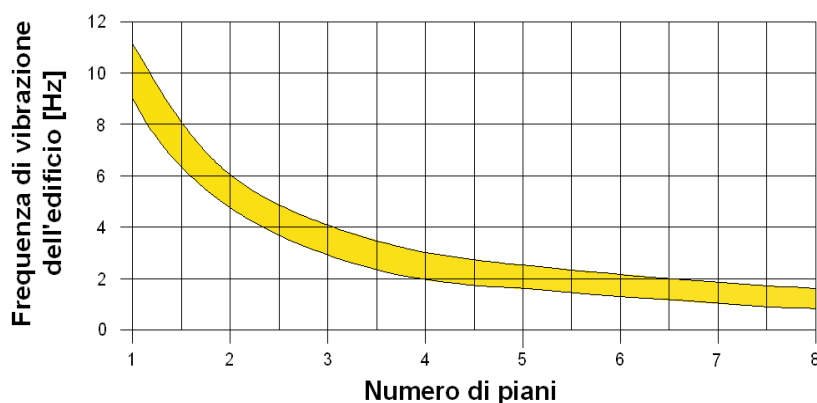
Di particolare importanza è la prima frequenza naturale di vibrazione del deposito, denominata **frequenza fondamentale di risonanza**:

$$f_1 = 1 / T_1 = V_s / 4H \quad [6.2]$$

È necessario porre estrema attenzione a fenomeni di “doppia risonanza”, cioè la corrispondenza tra le frequenze fondamentali del segnale sismico così come trasmesso in superficie e quelle dei manufatti ivi edificati in quanto le azioni sismiche su di essi sarebbero, a dir poco, gravose.

Dal punto di vista empirico, è noto che la frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall’altezza e può essere pertanto calcolata, in prima approssimazione, secondo la formula (cfr. Es. Pratt):

$$\text{freq. naturale edificio} \approx 10 \text{ Hz} / \text{numero piani.} \quad [6.3]$$



Per una corretta ricostruzione sismica del sottosuolo e una buona stima delle onde V_s è necessario adottare una modellizzazione numerica che può essere rappresentata dalla seguente equazione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} \quad [6.4]$$

$V_{s,eq}$ = valore di velocità delle onde di taglio [m/s];
 H = profondità del substrato, caratterizzato da V_s non inferiore a 800 m/s;
 h_i = spessore dello strato i – esimo [m];
 v_i = velocità delle onde di taglio nello strato i – esimo [m/s]

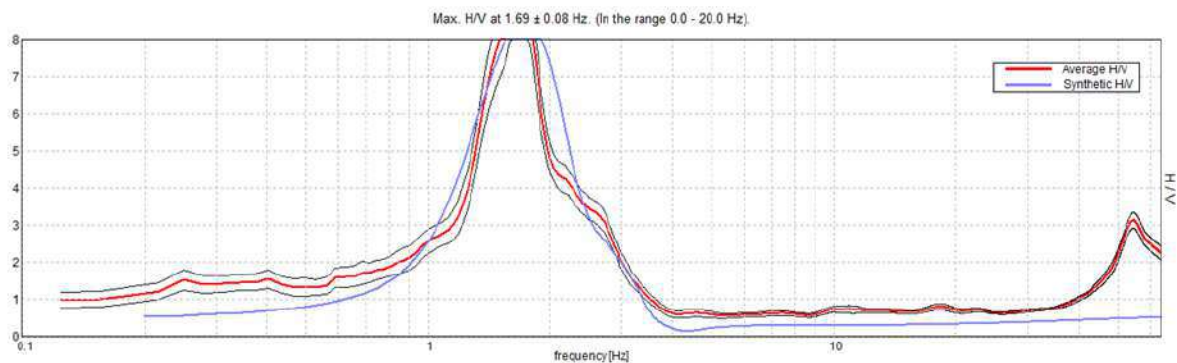
Nel caso specifico del sito in esame si è cercato di correlare i valori di picco dello spettro di risposta H.V.S.R. con le frequenze proprie di risonanza del terreno. Si è inoltre individuata una corrispondenza tra i valori di frequenza di origine naturale ed i cambi litologici presenti nel sottosuolo. Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del modo fondamentale dell’onda di Rayleigh ed i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, si sono potute ricavare le frequenze relative ad ogni discontinuità sismica.

Sapendo che ad ogni picco in frequenza corrisponde una profondità [m] dell’orizzonte che genera il contrasto d’impedenza ed utilizzando le informazioni lito - stratigrafiche ricavate dalle prove penetrometriche effettuate nell’area d’indagine si è estrapolata una sismo-stratigrafia del sottosuolo.

HVSR 1

La frequenza caratteristica di risonanza di sito, generata dal contrasto sismico più elevato, è risultata di circa 1,69 Hz:

Frequenza fondamentale di risonanza registrata
1,69 ± 0,08 Hz



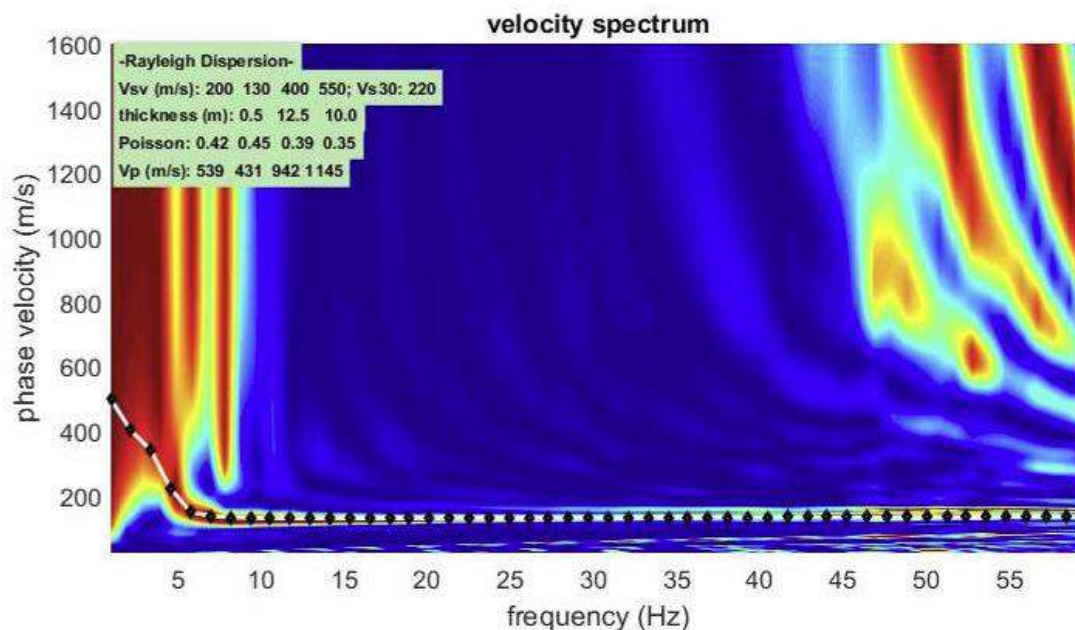
La curva spettrale rossa rappresenta l'andamento sismico registrato in campagna mentre quella blu è la curva sintetica generata dal codice di calcolo.

La ricostruzione sismo-stratigrafica di sito ha evidenziato la presenza di materiali discretamente addensati fino a circa 0,50/1,00 m dal p.c. locale (vedi modello sismo-stratigrafico interpretativo riportato a seguire), con $V_s \approx 240$ m/s. Per valori di profondità maggiori, il sottosuolo risulta costituito da materiali che presentano valori di rigidità inferiori in corrispondenza di orizzonti prevalentemente coesivi ($V_s \approx 160$ m/s). Più in profondità, si rinvencono materiali con valori di rigidità progressivamente crescenti ($V_s \approx 400 - 680$ m/s). Quel materiale che, dal punto di vista sismico, si comporta come un *bedrock geofisico* ($V_s > 800$ m/s) non è stato intercettato.

Il rilievo nello specifico ha fornito i seguenti dati sismici (modello sismo-stratigrafico interpretativo):

H.V.S.R.	Spessori [m]	Velocità onde di taglio [m/s]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	1.00	240	0,00 – ≈ 1,00
II SISMOSTRATO	15.00	160	≈ 1,00 – ≈ 16,00
III SISMOSTRATO	66.00	390	≈ 16,00 – ≈ 66,00
IV SISMOSTRATO	inf.	680	≈ 66,00 – Semisp.

MASW 1

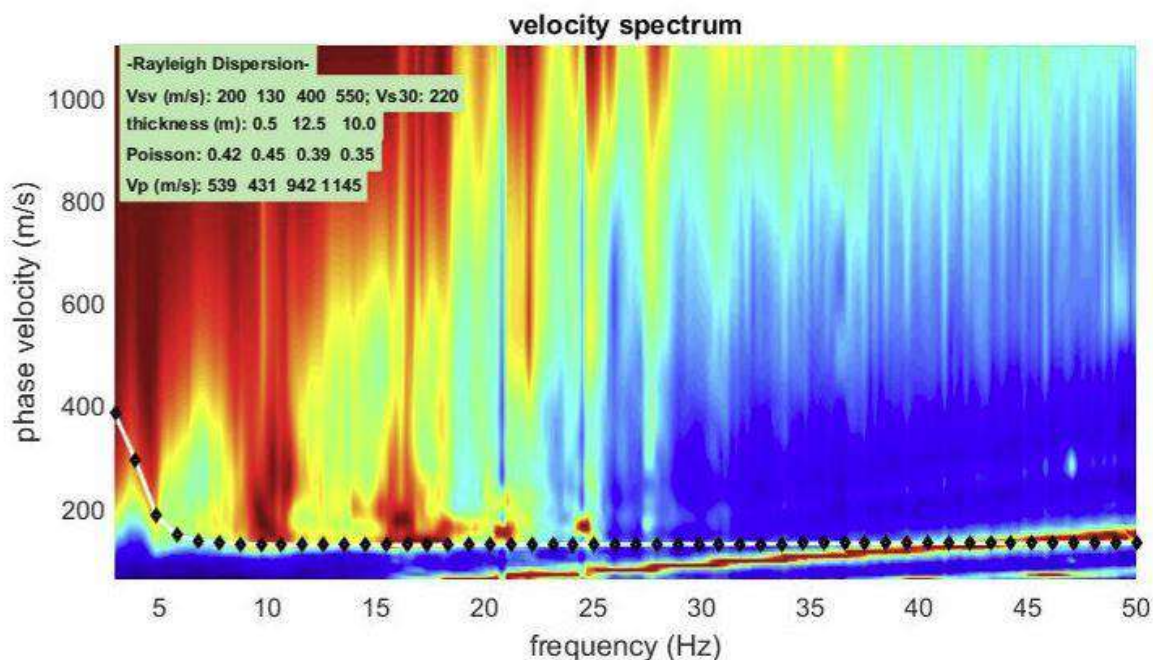


La ricostruzione sismo-stratigrafica di sito ha evidenziato la presenza di materiali discretamente addensati fino a circa 0,50 m dal p.c. locale (vedi modello sismo-stratigrafico interpretativo riportato a seguire), con $V_s \approx 200$ m/s. Per valori di profondità maggiori, il sottosuolo risulta costituito da materiali che presentano valori di rigidità inferiori ($V_s \approx 130$ m/s). A 13 m di profondità da p.c. si registrano valori di rigidità crescenti ($V_s \approx 400$ m/s). Quel materiale che, dal punto di vista sismico, si comporta come un *bedrock geofisico* ($V_s > 800$ m/s) non è stato intercettato.

Il rilievo nello specifico ha fornito i seguenti dati sismici (modello sismo-stratigrafico interpretativo):

MASW	Spessori [m]	Velocità onde di taglio [m/s]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	0,50	200	0,0 – 0,50
II SISMOSTRATO	12,50	130	$\approx 0,50 - \approx 13,00$
III SISMOSTRATO	10,00	400	$\approx 13,00 - \approx 23,00$
IV SISMOSTRATO	-	550	$\approx 23,00 - \approx \dots$

Re.Mi.



La ricostruzione sismo-stratigrafica di sito ha evidenziato la presenza di materiali discretamente addensati fino a circa 0,50 m dal p.c. locale (vedi modello sismo-stratigrafico interpretativo riportato a seguire), con $V_s \approx 200$ m/s. Per valori di profondità maggiori, il sottosuolo risulta costituito da materiali che presentano valori di rigidità inferiori ($V_s \approx 130$ m/s). A 13 m di profondità da p.c. si registrano valori di rigidità crescenti ($V_s \approx 400$ m/s). Quel materiale che, dal punto di vista sismico, si comporta come un *bedrock geofisico* ($V_s > 800$ m/s) non è stato intercettato.

ReMi	Spessori [m]	Velocità onde di taglio [m/s]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	0,50	200	0,0 – 0,50
II SISMOSTRATO	12,50	130	$\approx 0,50 - \approx 13,00$
III SISMOSTRATO	10,00	400	$\approx 13,00 - \approx 23,00$
IV SISMOSTRATO	-	550	$\approx 23,00 - \approx \dots$

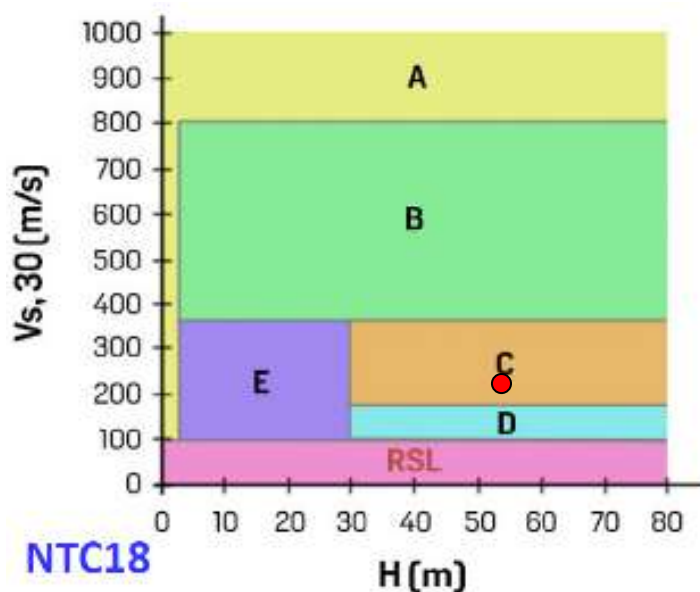
La stima del parametro $V_{s,eq}$ è stata effettuata, come esplicitamente richiesto dalle N.T.C. del 17 gennaio 2018, per l'assegnazione della categoria di sottosuolo. Dall'indagine sismica effettuata e dal modello sismico ricavato è stato possibile calcolare la velocità di propagazione delle onde di taglio fino a 30 m dal piano di posa delle fondazioni. A seguire si riportano i valori di $V_{s,eq}$ ipotizzando varie profondità delle fondazioni.

Profondità piano posa fondazioni	0 m da p.c.	1 m da p.c.	2 m da p.c.
HVSR	224 m/s	229 m/s	231 m/s
MASW/ReMi	220 m/s	227 m/s	238 m/s
MEDIA	222 m/s	228 m/s	235 m/s

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto le tipologie del suolo di fondazione vengono suddivise in due gruppi: il primo gruppo è definito da 5 categorie (A, B, C, D, E) di profili stratigrafici, e permette l'utilizzo di un approccio semplificato, mentre il secondo gruppo comprende qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti: per tali condizioni è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche. I terreni sono classificati nelle categorie elencate in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$ (in m/s). Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$ (velocità media di propagazione delle onde di taglio entro 30 m di profondità).

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

Dalla ricostruzione del quadro geofisico emerso da tale studio e dalle indicazioni normative si prevede l'inserimento del sito d'indagine nella **Categoria C**; si riporta uno schema che illustra la categoria di suolo attribuita al sito in oggetto, in riferimento alla normativa vigente, considerando quindi la velocità di propagazione delle onde di taglio a 30 m dal piano di posa delle fondazioni ($V_{s,eq}$) e lo spessore dei depositi (H) posti al di sopra del *bedrock geofisico*.



7.3. Azione sismica locale (di sito)

Ai fini delle NTC l'azione sismica è caratterizzata da n. 3 componenti (X, Y, Z) tra loro indipendenti. Tali componenti possono essere descritte mediante accelerazione massima attesa in superficie, accelerazione massima e relativo spettro attesi in superficie o accelerogrammi. La rappresentazione di riferimento per le componenti dell'azione sismica è lo spettro di risposta elastico in accelerazione per uno smorzamento convenzionale del 5%; la categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche incidono sullo spettro di risposta. Dal quadro geologico emerso dal presente studio, si possono quindi attribuire i seguenti parametri, tra cui l'accelerazione massima attesa al sito in relazione al tipo di opera e ciascuno stato limite di riferimento, per la definizione dell'azione sismica locale:

Opera in esame

Classe: II

Vita Nominale: 50


Periodo di riferimento: 50 anni

Coefficiente cu: 1

Parametri sismici

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: T1



Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale: 50

Interpolazione: Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	30	0.043	2.457	0.239
Danno (SLD)	50	0.057	2.513	0.249
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.161	2.419	0.282
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.208	2.458	0.285
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

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

H (m): 1 | us' (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: C

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,47	1,39
CC Coeff. funz categoria	1,68	1,66	1,59	1,59
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

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

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.013	0.017	0.057	0.081
kv	0.006	0.009	0.028	0.041
Amax [m/s²]	0.634	0.845	2.327	2.840
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

8. LIQUEFAZIONE

8.1. Premesse

Il termine "liquefazione" viene definito come lo stato fisico in cui può venire a trovarsi un terreno sabbioso saturo quando, sotto l'azione di carichi dinamici e ciclici, la sua resistenza al taglio si riduce drasticamente per effetto dell'incremento e dell'accumulo delle pressioni interstiziali dovuto all'instaurarsi di condizioni non drenate.

Le Norme Tecniche Per Le Costruzioni (aggiornate con D.M. Infrastrutture del 17 gennaio 2018), stabiliscono che il sito in oggetto deve essere stabile nei confronti della liquefazione: se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazioni.

Secondo le NTC 2018, la sicurezza nei confronti della liquefazione può essere valutata con procedure di analisi avanzate o con metodologie di carattere semi-empirico.

La sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere effettuata utilizzando i valori caratteristici delle proprietà meccaniche dei terreni. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista" (§ 7.11.3.4 delle NTC 2018).

8.2. Verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1) *accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) < di 0,1 g*: come descritto nei paragrafi precedenti, in considerazione della categoria di suolo di fondazione e topografica (approccio semplificato), si restituisce un valore di ag pari a **0,161g**.
- 2) *profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali*: nei fori delle prove penetrometriche è stata rilevata la presenza di falda idrica alla profondità di 3,00 m dal p.c. locale.
- 3) *depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{C1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{C1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (CPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.*
- 4) *distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure seguenti a) nel caso di terreni di uniformità $U_c < 3,5$ e b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$* : la granulometria delle litologie individuate ricade nella zona con possibilità di liquefazione.

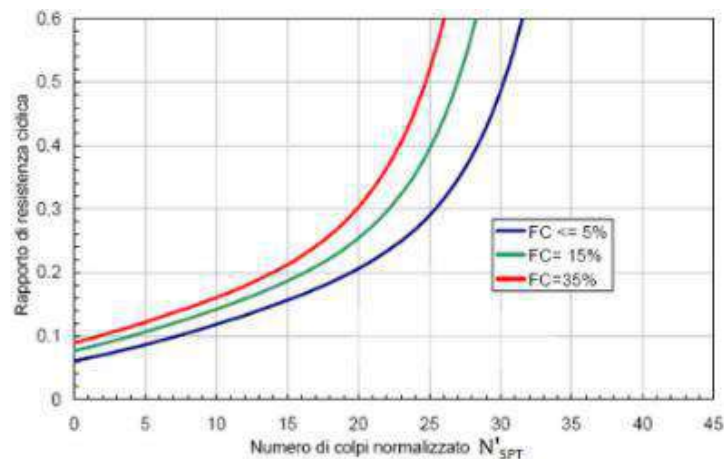
Per questo studio, non verificandosi alcuna delle condizioni sopracitate, è stata condotta la verifica a liquefazione in corrispondenza della DPSH3.

8.3. Valutazione del fattore di sicurezza

Il metodo utilizzato dal software Loadcap per la valutazione della liquefacibilità di un terreno sabbioso saturo durante un evento sismico è quello proposto da *Seed e Idriss*, il più noto e utilizzato dei metodi semplificati.

Si basa sul numero di colpi della prova Standard Penetration Test e richiede solo la conoscenza di pochi parametri geotecnici: la granulometria, la densità relativa, il peso di volume.

Con tale metodo il fattore di resistenza alla liquefazione FS viene valutato dal rapporto tra la capacità di resistenza normalizzata (R) e la domanda di resistenza ciclica (T), moltiplicato per un fattore di scala valutato considerando un evento sismico atteso di magnitudo $M=6.5$ che assume un valore costante pari a 1.19 (condizione peggiore).



La capacità di resistenza normalizzata rispetto alla tensione verticale efficace iniziale viene espressa dalla seguente relazione:

$$R = \frac{\tau_{ult}}{\sigma'_{v0}}$$

e può essere determinata dal grafico sottostante, funzione di parametri desunti da prove SPT opportunamente corretti e normalizzati.

La domanda di resistenza ciclica viene espressa dalla relazione:

$$T = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

dove:

g accelerazione di gravità;

σ_v σ'_v rispettivamente la tensione verticale totale e quella efficace alla profondità considerata;

$r_d = 1 - 0.015z$ coefficiente correttivo che tiene conto della deformabilità del terreno al passaggio delle onde sismiche di taglio.

Nell'espressione della domanda di resistenza (T), per tenere conto del carattere sporadico dei picchi di accelerazione, si corregge lo sforzo massimo ciclico indotto dall'evento sismico del 35% ottenendo un valore di "sforzo equivalente uniforme". Se $FS > 1.3$ il deposito viene considerato non liquefacibile.

Per determinare il FS per ogni orizzonte è stato necessario determinare i parametri di seguito riportati:

- valutazione del **Clay Fraction (%)** Percentuale di frazione fine limo-argillosa;
- valutazione del **Nspt** Numero di colpi medio nello strato ottenuto da una prova SPT;
- determinazione del **comportamento geotecnico** dell'orizzonte (coesivo o incoerente);
- valutazione dell'**Inclinazione dello strato**;
- attribuzione del **Coefficiente di Poisson** indispensabile per il calcolo degli incrementi di tensione al di sotto della fondazione con il metodo di Westergaard.

In base ai dati sopra riportati è stato calcolato il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione in corrispondenza della verticale d'indagine DPSH3.

La verifica, riportata a seguire, ha restituito valori di $FS > 1.3$, definendo i depositi in esame come non liquefacibili in riferimento alla magnitudo attesa in sito e all'Accelerazione Massima Attesa al Suolo definita mediante lo studio di Risposta Sismica Locale.

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	P0 (kN/m ²)	P'0 (kN/m ²)	T	R	SF	Condizione:
1	1.30	21.00	37.51	24.700	24.700	0.150	25.154	167.235	Livello non liquefacibile
2	10.50	10.00	8.81	194.047	120.496	0.208	0.333	1.598	Livello non liquefacibile
3	19.80	37.00	22.09	375.394	210.639	0.192	1.383	7.197	Livello non liquefacibile
4	21.00	60.00	34.24	399.994	223.470	0.188	12.348	65.652	Livello non liquefacibile

Po: Pressione totale di confinamento;

P'o: Pressione efficace di confinamento;

T: Tensione tangenziale ciclica;

R: Resistenza terreno alla liquefazione;

Fs: Coefficiente di sicurezza.

Si sottolinea che le verifiche alla liquefazione sono state eseguite in assenza di sovraccarichi sul piano campagna (non conoscendo i carichi che saranno esercitati dalle strutture). Resta quindi di stretta competenza del Sig. Progettista la verifica alla liquefazione in presenza dei sovraccarichi effettivi esercitati dalle strutture in progetto e le valutazioni sulla scelta definitiva del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione.

9. STRUTTURE DI FONDAZIONE

9.1. Premesse

La tipologia dell'intervento edilizio in oggetto prevede l'ampliamento di un fabbricato ad uso industriale. Per le verifiche previste dal D.M. 17 gennaio 2018 sono state esaminate alcune ipotesi relative alla tipologia ed al dimensionamento delle strutture di fondazione.

Sulla base degli elaborati progettuali ed in considerazione della situazione geologico-stratigrafica evidenziata nel corso dell'indagine, sono state considerate due ipotesi:

- *Ipotesi 1: fondazioni superficiali su plinti*, di dimensioni 2,5 x 2,5 m, poggianti su uno strato di magrone di buone caratteristiche geotecniche, **previa bonifica dell'Unità Litotecniche A** laddove necessario e fino alla profondità massima di 4,00 m dal p.c. locale, con posizionamento del piano fondazionale alla profondità minima di 2,00 m dal p.c. di progetto.
- *Ipotesi 2: fondazioni profonde*. Sulla base degli elaborati progettuali si indica un'ipotesi che prevede la realizzazione di pali infissi (con diametro reso pari a 170 mm) di lunghezza L di 20,00 a partire dal livello di p.c. progettuale previsto. È stato previsto l'utilizzo di pali di lunghezza 20,00 m in considerazione della continuità verticale dell'**Unità Litotecnica C** a quella profondità, su cui i pali poggeranno ed entro cui saranno immorsati. Si prevede inoltre lo sbancamento di c.a. 1,00 m e sporgenza dal terreno di 0,50 m dal livello di piano campagna progettuale previsto. Si precisa che sulla base dei dati progettuali definitivi relativi all'entità dei carichi ed alla loro modalità di applicazione, dovrà essere effettuato il calcolo esecutivo della portanza della palificata, ed in tale sede potranno essere valutate altre soluzioni tipologiche e dimensionali. Si precisa inoltre che le verifiche hanno carattere preliminare; si riportano in *Allegato* le verifiche condotte.

Risulta evidente come, per ipotesi fondazionali con piano di posa a profondità maggiori, i valori determinati attraverso l'ipotesi più cautelativa di cui sopra siano da ritenere validi a favore di sicurezza.

9.2. Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

La normativa vigente prevede la valutazione della sicurezza e delle prestazioni di un'opera, o di una parte di essa, in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto; si definisce stato limite la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

In particolare, le opere e le varie tipologie strutturali dovranno possedere i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)*: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio, e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE)*: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- *sicurezza antincendio*: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- *durabilità*: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;

- **robustezza:** capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti quali esplosioni ed urti.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi e le analisi relative alle condizioni di esercizio prevedono l'impiego di coefficienti parziali di sicurezza ($\gamma_M, \gamma_{E\gamma_R}$); i valori di progetto (E_d, X_d, R_d) si ottengono applicando tali valori ai valori caratteristici delle azioni, alle caratteristiche dei materiali e alle resistenze.

La verifica nei confronti degli stati limite ultimi prevede la verifica della condizione $E_d \leq R_d$.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno ed al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Nel caso di fondazioni posizionate su od 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 $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

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

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti previsti dalla normativa.

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 previsti da normativa.

Si precisa che nel caso in esame non è stato possibile pervenire al calcolo delle resistenze in termini di forze, come previsto da normativa, poiché non si è a conoscenza della struttura fondazionale definitiva; la resistenza del terreno si è quindi calcolata in termini di pressioni e definita come Q_d . Resta quindi di competenza del progettista il calcolo dei valori esatti delle resistenze in termini di forze (R_d) e il confronto delle stesse con le azioni di progetto (E_d).

Le verifiche devono essere condotte anche in considerazione delle azioni sismiche (Verifiche Sismiche), che si traducono in accelerazione nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione della forza inerziale generata nella struttura in elevazione (effetto inerziale).

Si riportano di seguito i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno riportati in normativa (v. NTC, Tab. 6.2.II), a cui è necessario far riferimento nella conduzione delle verifiche di seguito esposte:

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'_k}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	$\gamma_{c_{u}}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,0	1,0

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito degli specifici approcci progettuali relativamente a ciascun tipo di verifica.

Si precisa che le verifiche della stabilità dell'entità terreno-fondazione sono da considerarsi indicative e non costituiscono pertanto fase progettuale, ma rappresentano un'ipotesi di lavoro sui parametri geotecnici emersi

dall'indagine geognostica in sito, che dovranno essere necessariamente verificati dal Progettista sulla base dei dati definitivi relativi alle azioni di progetto.

9.3. SLU - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (GEO)

9.3.1. Fondazioni superficiali

L'analisi è stata condotta applicando l'approccio previsto per questo tipo di verifica e applicando di conseguenza coefficienti parziali sulle resistenze nel caso di fondazioni superficiali (v. NTC, Tab. 6.4.I).

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

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito dell'approccio progettuale previsto:

- **Approccio 2 – A1 + M1 + R3:** è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali, sia nelle verifiche geotecniche.

Sono state, quindi, omesse le verifiche con l'Approccio 1 - Combinazione 1 e con l'Approccio 1 - Combinazione 2, si sono riportati i risultati dell'Approccio 2.

Per determinare la capacità portante delle fondazioni è stata scelta, tra le diverse disponibili in letteratura, la formula di Brich & Hansen (1970) che può essere utilizzata per qualunque tipo di terreno. L'espressione per $\varphi > 0$ è la seguente:

$$q_{lim} = c N_c s_c \delta_c i_c g_c b_c + s_q \gamma_1 D N_q \delta_q i_q g_q b_q + 0,5 \gamma_2 B N_{\gamma} s_{\gamma} \delta_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma}$$

q_{lim} = capacità portante del terreno

c = coesione del terreno su cui poggia la fondazione

γ_1 = peso di volume del terreno posto sopra il piano di posa

γ_2 = peso di volume del terreno posto sotto il piano di posa

D = profondità di incastro

B = larghezza della fondazione

N_c, N_q, N_{γ} sono fattori dimensionali di portanza e sono dati dalle seguenti espressioni:

$$N_q = e^{(\pi \tan \varphi)} \tan^2(45 + \varphi/2) \quad N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad N_{\gamma} = 1,5 (N_q - 1) \tan \varphi$$

s_c, s_q, s_{γ} sono dei fattori di forma e sono dati da:

$$s_c = 1 + (N_q B) / (N_c L) \quad s_q = 1 + (B/L) \tan \varphi \quad s_{\gamma} = 1 - 0,4 B/L$$

$\delta_c, \delta_q, \delta_{\gamma}$ sono fattori correttivi per tener conto della profondità del piano di posa:

$$\delta_c = 1 + 0,4 k \quad \delta_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 k \quad \delta_{\gamma} = 1$$

con $k = D/B$ se $D/B \leq 1$ e $k = \tan \varphi$ se $D/B > 1$

I fattori g_c, g_q, g_{γ} sono fattori correttivi per tener conto dell'inclinazione del pendio, i_c, i_q, i_{γ} considerano un eventuale inclinazione dei carichi, i coefficienti b_c, b_q, b_{γ} servono per tenere conto dell'inclinazione della base della fondazione. Nel caso di fondazione orizzontale, carico verticale e piano di campagna orizzontale, questi termini sono pari all'unità.

Utilizzando per il terreno in oggetto i parametri geotecnici prima segnalati, ed applicando i fattori riduttivi previsti, si riportano i valori delle resistenze di progetto, calcolate in riferimento all'approccio descritto:

IPOTESI 1: Fondazioni a Plinto, base 2,5 x 2,5 m, poggianti su uno strato di magrone di buone caratteristiche geotecniche, **previa bonifica dell'unità Litotecnica A** laddove necessario e fino alla profondità massima di 4,00 m dal p.c. locale, con posizionamento del piano fondazionale alla profondità minima di 2,00 m dal p.c. di progetto:

CONDIZIONI STATICHE

$$Qd_{(Appr2)} = 171 \text{ KN/m}^2 \approx 17,3 \text{ t/m}^2 \approx 1,74 \text{ kg/cm}^2$$

CONDIZIONI SISMICHE

$$Qd_{(Appr2)} = 156 \text{ KN/m}^2 \approx 15,9 \text{ t/m}^2 \approx 1,59 \text{ kg/cm}^2$$

9.3.2. Fondazioni su pali

L'analisi è stata condotta applicando l'approccio previsto per questo tipo di verifica, ed applicando di conseguenza coefficienti parziali sulle resistenze (v. NTC, Tab. 6.4.II).

Verifica	Pali infissi	Pali trivellati
	Coefficiente parziale R3	Coefficiente parziale R3
Base	$\gamma_B = 1,15$	$\gamma_B = 1,35$
Laterale in compressione	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1,15$

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo è stata dedotta con metodi di calcolo analitici, dove la resistenza è calcolata a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici, con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito. Si dovranno quindi applicare i fattori di correzione ξ riportati nella tabella 6.4 IV, in funzione del numero delle verticali di indagine:

N. VERTICALI INDAGATE	1	2	3	4	5	7	> 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Per la valutazione della portata limite di pali sottoposti a sforzo assiale, è stata utilizzata la metodologia delle "Formule Statiche", che consente il calcolo del carico limite teorico sulla base della geometria del palo e delle caratteristiche del terreno. Dal punto di vista generale, la capacità portante dei pali di fondazione è dovuta alla resistenza che il terreno oppone all'affondamento del palo stesso; il calcolo della portata utile Q_a del palo singolo viene generalmente svolto con la seguente relazione, che considera il contributo della resistenza alla punta Q_p , di quella di attrito laterale Q_l , e quello dovuto alla eventuale conicità Q_c del palo.

$$Q_a = Q_l + Q_c + Q_p - \text{Peso del palo} + \text{Volume palo immerso}$$

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

L'applicazione della teoria di Terzaghi prevede in tal senso la seguente formula:

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

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

Nello specifico è stato applicato il *Metodo di Berezantzev (1965)*, che fondamentalmente fa riferimento ad una superficie di scorrimento assimilabile a quella di Terzaghi, che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia tale metodologia considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento sia in parte "sostenuto" per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD (peso litostatico), e tanto minore quanto più questo "effetto silo" è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B (profondità di posa della fondazione/larghezza della fondazione); di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B.

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

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

dove:

γ = peso unità di volume del terreno;

L = lunghezza del palo;

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

Per quanto attiene alla resistenza del fusto Q_l , il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è quello proposto da *Tomlinson (1971)*; la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_l = c + qK \tan \delta$$

dove:

c = valore medio della coesione o della resistenza a taglio in condizioni non drenate.

q = pressione verticale del terreno

k = coefficiente di spinta orizzontale dipendente dalla tecnologia del palo e dal precedente stato di addensamento calcolato come segue:

pali infissi $K = 1 + \tan 2\phi$

pali trivellati $K = 1 - \tan 2\phi$

δ = attrito palo terreno funzione della scabrezza della superficie del palo, che per terreni granulari è ricavato come segue:

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

pali trivellati $\delta = \tan \phi$

Per terreni coesivi si usa la tabella seguente:

Coefficiente per palo infisso	
$c < 0.25 \text{ kg/cm}^2$	1.00

0.25 < c < 0.5	0.85
0.5 < c < 0.75	0.65
0.75 < c < 2.4	0.50
c > 2.4	1.2 / c
Coefficiente per palo trivellato	
c < 0.25	0.90
0.25 < c < 0.5	0.80
0.5 < c < 0.75	0.60
0.75 < c < 2	0.40
c > 2	0.80 / c

- **IPOTESI 2:** *Fondazioni profonde su pali:*

Nel caso in oggetto, per il calcolo delle resistenze, sono stati presi in considerazione i seguenti dati:

- n°6 verticale di indagine;
- condizioni pseudo statiche;
- palo infisso
- Approccio progettuali scelto: **Approccio 2 – A1 + M1 + R3**

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva delle resistenze di progetto calcolate: come detto in precedenza, è stata prevista la realizzazione di pali infissi (con diametro reso pari a 170 mm) di lunghezza L di 15,00 m, a partire dal livello di p.c. progettuale previsto, in considerazione della profondità dal p.c. dell'Unità Litotecnica C, su cui i pali poggeranno ed entro cui saranno immorsati.

Si riportano in Allegato le verifiche integrali condotte.

Si precisa che i calcoli sotto illustrati, rappresentano una valutazione quantitativa del comportamento a rottura di un singolo palo con modelli teorici di calcolo, alla quale sarà necessario affiancare in fase esecutiva una opportuna verifica derivata ad esempio da almeno una prova di carico su prototipo in fase di inizio lavori.

TIPOLOGIA PALO	DIAMETRO PALO	LUNGHEZZA PALO	APPROCCIO 2	APPROCCIO 2
			Cond. statiche	Cond. sismiche
<i>PALO INFISSE</i>	<i>170 mm</i>	<i>20,0 m</i>	<i>Rd=22,5 t=22528 kg=220 kN</i>	<i>Rd=10,8 t=10843 kg=106 kN</i>

In questa fase, non essendo definiti i carichi di esercizio della struttura né le modalità di trasmissione degli stessi entro l'immediato sottosuolo, si è trascurata l'analisi del comportamento dei pali in gruppo e l'interazione degli stessi con il terreno di fondazione in ordine all'eventuale verificarsi di cedimenti della palificata stessa. Si precisa infine che la scelta progettuale definitiva deve costituire un ottimale compromesso tra i succitati elementi di vincolo a valenza geologico-tecnico e strutturale (effettivi carichi previsti, distribuzione degli stessi etc.) con quelli di tipo strettamente commerciale (analisi dei prezzi di mercato vigenti).

Resta comunque di stretta competenza del Sig. Progettista la scelta definitiva ed esecutiva della tipologia e del dimensionamento delle strutture fondazionali da adottare, che sarà subordinata all'individuazione dei parametri progettuali definitivi

9.4. SLU - Collasso per scorrimento sul piano di posa

La verifica a scorrimento è finalizzata ad escludere che la fondazione, soggetta ad una azione sollecitante parallela al suo piano di posa, non tenda a sviluppare uno spostamento relativo (per l'appunto uno scorrimento) rispetto ad esso. L'azione di progetto è data dalla risultante delle forze orizzontali agenti sulla fondazione, mentre la resistenza è funzione del tipo di litologia.

Per una corretta verifica a scorrimento, risulta importante la conoscenza dei carichi statici: la verifica dello scorrimento sul piano di posa viene quindi rimandata ad una successiva fase progettuale, una volta accertati i carichi definitivi sulle strutture in oggetto.

9.5. SLU - Stabilità globale

La verifica della sicurezza e delle prestazioni dell'opera in oggetto prevede che, nel caso di opere posizionate su pendii naturali o artificiali, od in prossimità degli stessi, deve esser condotta la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni dell'opera in oggetto.

Nel caso specifico, sulla base dell'analisi del contesto geologico-geomorfologico, si ritiene tale analisi non significativa: l'opera in oggetto si colloca in corrispondenza di una porzione pianeggiante che presenta debole inclinazione (< 5%).

9.6. SLU - Verifica della stabilità dei fronti di scavo

La tipologia dell'intervento edilizio di progetto prevede lo sbancamento del terreno per raggiungere le quote di progetto e la realizzazione di fronti di scavo di altezza massima dell'ordine di 4,00 m circa.

Per quanto riguarda la presenza di falda idrica, si prevede la possibile interferenza della stessa con le fasi operative di scavo, in quanto il livello statico nel corso delle indagini in sito è stato misurato ad una profondità minima di 4,00 m circa dal p.c. locale. Di tale eventualità andrà tenuto conto nel corso delle attività di scavo, mediante la realizzazione di eventuali adeguati sistemi di drenaggio delle acque.

Nel caso di opere che prevedano porzioni interrato o sbancamenti, la normativa vigente prevede la verifica della sicurezza e delle prestazioni anche del profilo di scavo.

Le analisi sono state condotte, applicando l'approccio previsto per questo tipo di verifica e nello specifico:

- **Combinazione 2: A2 + M2 + R2**

Nella verifica condotta attraverso l'Approccio 1 – Combinazione 2, i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M2 (cfr. NTC, Tab. 6.2.II) e la resistenza del sistema tramite i coefficienti γ_R del gruppo R2 (cfr. NTC, Tab. 6.8.I).

Coefficiente	R2
γ_{G1}	1.1

Per quanto riguarda il comportamento dei fronti di scavo e dei rilevati in condizioni sismiche, nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni (condizione [6.2.1]) impiegando lo stesso approccio di cui al § 6.8.2 per le opere di materiali sciolti e fronti di scavo, ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici (§ 7.11.1) e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a $\gamma_R = 1.2$.

Le verifiche sono state eseguite lungo le superfici di scorrimento cinematicamente possibili, esaminate in numero sufficiente per ricercare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso; il livello di

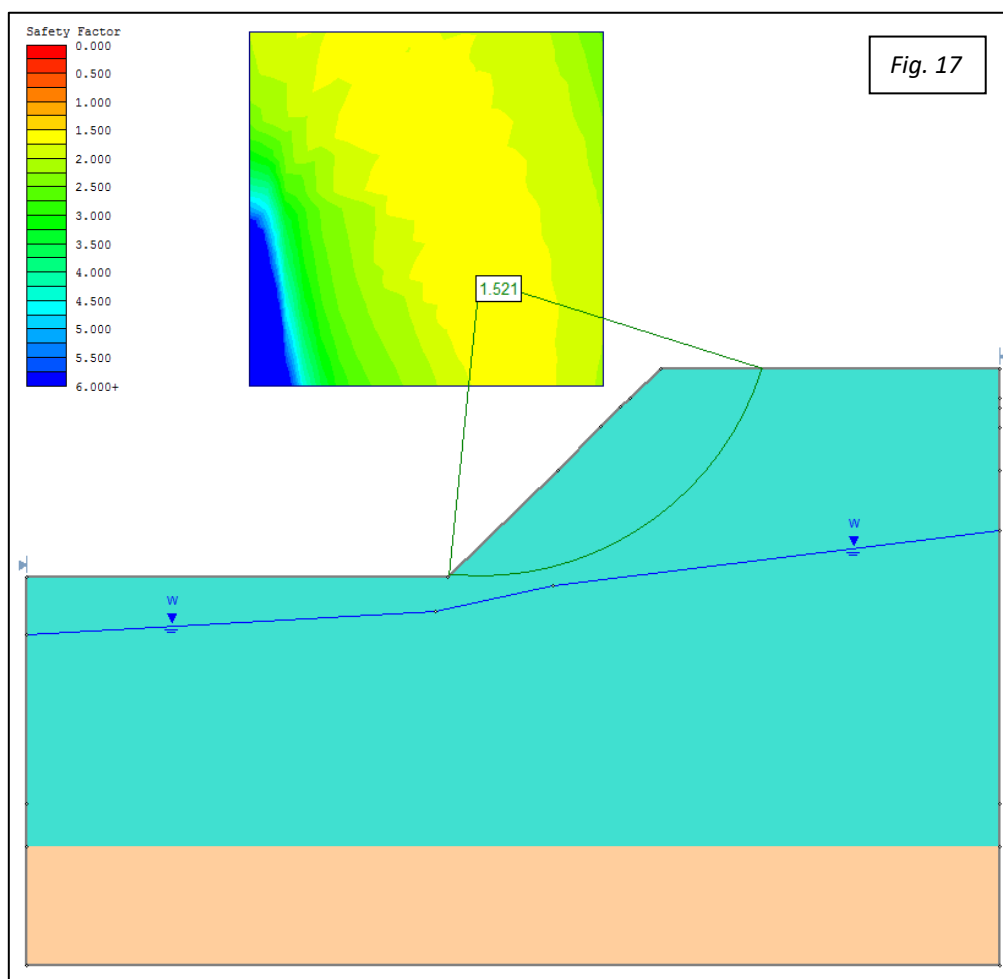
sicurezza viene espresso come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile (τ_s), presa con il suo valore caratteristico, e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento potenziale (τ_m).

Per la verifica in oggetto è stato quindi utilizzato il metodo di *BISHOP* in termini di tensioni totali (verifica a breve termine) ed è stata verificata la stabilità dei fronti indicando l'inclinazione limite capace di garantire ad essi un sufficiente grado di sicurezza.

Nello specifico è stata analizzata l'ipotesi nella situazione che considera l'inclinazione del fronte pari a 45°.

Condizioni statiche

Le verifiche sono state condotte in una sezione tipo (*Fig. 17*): dalle verifiche allegare fuori testo si evince come le stesse abbiano restituito margini / coefficienti di sicurezza F_s pari a 1,521 e quindi superiori al valore R_2 ($\gamma_R = 1,1$) previsto dal D.M. 17 Gennaio 2018 per i fronti di scavo; le verifiche, quindi, risultano soddisfare i coefficienti di sicurezza minimi richiesti dalla normativa.



Condizioni sismiche

Ai fini della valutazione dell'azione sismica, nelle verifiche agli stati limite ultimi, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:

$$F_H = K_o \cdot W$$

$$F_V = K_v \cdot W$$

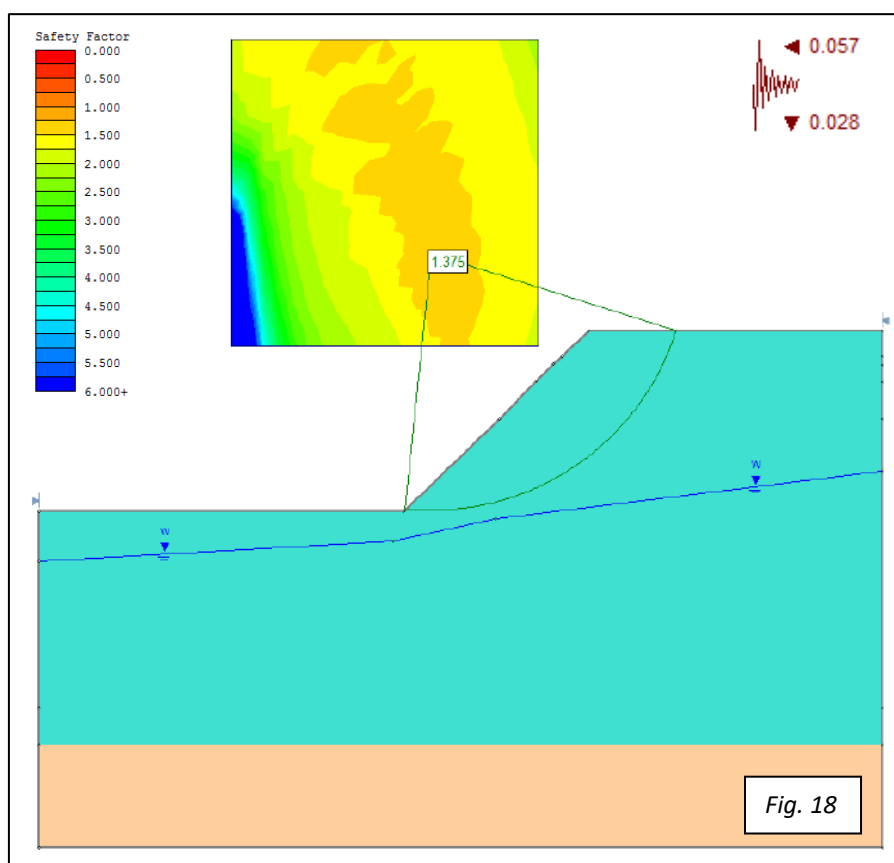
FH e FV rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
W: peso concio
Ko: Coefficiente sismico orizzontale
Kv: Coefficiente sismico verticale.

Tali coefficienti sismici sono stati ricavati così come descritto nei paragrafi precedenti e utilizzati per la valutazione della stabilità in condizioni pseudostatiche: sono stati considerati gli effetti di un eventuale sisma, rappresentato con due forze statiche equivalenti verticale ed orizzontale, funzioni del grado di sismicità della zona. I coefficienti sismici orizzontali e verticali impiegati relativi allo Stato limite per la Salvaguardia della Vita (SLV) sono stati considerati pari a:

kh = 0,057

Kv = 0,028

Le verifiche sono state condotte, come nel caso precedente, su di una sezione tipo (Fig. 18): dalle verifiche allegare fuori testo si evince come le stesse abbiano restituito margini / coefficienti di sicurezza F_s pari a 1,375 e quindi superiori al valore R_2 ($\gamma_R = 1,2$) previsto dal D.M. 17 Gennaio 2018 per i fronti di scavo; le verifiche, quindi, risultano soddisfare i coefficienti di sicurezza minimi richiesti dalla normativa.



In entrambe le condizioni analizzate, al fine di evitare problemi di stabilità, possibili soprattutto con la dissecazione del terreno dopo lo scavo, ovvero con l'eliminazione della frazione di acqua capillare ed interstiziale, si dovranno comunque adottare le seguenti precauzioni:

- Realizzazione di scarpate con inclinazione sull'orizzontale non superiore a 45°;

- Realizzazione di sistemi per l'abbassamento della falda freatica per evitare problematiche di sifonamento e sollevamento del fondo scavo.
- Adozione di opportuni sistemi di protezione quali armature, puntelli, ecc., che garantiscano sia la sicurezza dei lavoratori addetti che la stabilità degli edifici in prossimità dello scavo.
- Copertura dei fronti di scavo con teli in aderenza per limitare la pericolosità dell'eventuale distacco di materiale dal ciglio di scavo;
- Distanza di mezzi operatori pesanti non inferiore a 3 m dal ciglio scavo;
- Distanza di depositi temporanei di materiale non inferiore a 3 m dal ciglio scavo.

In sede operativa, dovrà comunque essere valutata l'opportunità di utilizzare modalità di scavo particolari, o la necessità di idonee opere di sostegno. Anche in questo caso resta comunque di stretta competenza del Sig. Progettista la scelta definitiva ed esecutiva delle tecniche di scavo ed il relativo dimensionamento, che saranno subordinate all'individuazione dei parametri progettuali definitivi.

9.7. SLU - Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici (UPL-HYD)

Gli stati limite ultimi UPL e HYD riguardano rispettivamente la perdita di equilibrio della struttura o del terreno dovuta alla sottospinta dell'acqua (galleggiamento) e l'erosione e sifonamento del terreno dovuta a gradienti idraulici.

Per le verifiche della stabilità al sollevamento e al sifonamento il D.M. 17 gennaio 2018 prevede che il valore di progetto dell'azione instabilizzante, non sia maggiore della combinazione dei valori di progetto delle azioni stabilizzanti; sono quindi indicati i relativi coefficienti parziali sulle azioni (permanenti, permanenti non strutturali e variabili).

Sulla base delle analisi del contesto geologico – geomorfologico ed in riferimento alle condizioni di progetto, si ritiene che tali verifiche non risultino significative in quanto la falda freatica non interferirà con le opere in progetto.

9.8. SLE –Valutazioni agli stati limite di esercizio

In relazione alle verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio, si prevede il calcolo dei valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificare la compatibilità con i requisiti prestazionali delle strutture.

È quindi necessario valutare, utilizzando i valori caratteristici delle resistenze dei materiali gli spostamenti e le rotazioni delle opere, nonché il loro andamento nel tempo.

Resta comunque di stretta competenza del Sig. Progettista la scelta definitiva ed esecutiva della tipologia e del dimensionamento delle fondazioni da adottare, che sarà subordinata all'individuazione dei parametri progettuali definitivi.

Gli stati limite di esercizio (SLE) si riferiscono al raggiungimento di valori critici degli spostamenti e delle rotazioni, assoluti e/o relativi, e distorsioni che possono compromettere la stabilità e/o la funzionalità dell'opera. Risulta quindi necessario valutare, utilizzando i valori caratteristici delle azioni (quando disponibili) e delle resistenze dei materiali, gli spostamenti e le eventuali rotazioni delle opere, nonché il loro andamento nel tempo.

Dal punto di vista teorico, per quanto riguarda i terreni prevalentemente argillosi (coesivi), i cedimenti avvengono in parte all'atto dell'applicazione dei carichi, per deformazione a volume costante dell'insieme scheletro solido-acqua (cedimento immediato), e, per un'aliquota maggiore, gradualmente nel tempo, a seguito dell'espulsione di acqua e della conseguente dissipazione delle sovrappressioni neutre (cedimento di consolidazione).

- **IIPOTESI 1: fondazioni superficiali su plinti**, di dimensioni 2,5 x 2,5 m, poggianti su uno strato di magrone di buone caratteristiche geotecniche, **previa bonifica dell'Unità Litotecnica A** laddove necessario e fino

alla profondità massima di 4,00 m dal p.c. locale, con posizionamento del piano fondazionale alla profondità minima di 2,00 m dal p.c. di progetto.

Nel caso in esame, è stato seguito un approccio di calcolo per cedimenti immediati dei terreni granulari utilizzando il metodo semplificato empirico denominato *Metodo di Burland e Burbridge (1984)*, basato sull'analisi statistica dei cedimenti di fondazioni reali su terreni non coesivi, secondo cui:

$$\Delta s = a_s a_L a_T [(q - 2/3 \sigma'_{vo}) B^{0.7} I_c] \quad (\text{mm})$$

q = pressione efficace lorda (KN/m²)

σ'_{vo} = pressione verticale efficace lorda agente sul piano di posa (KN/m²)

B = larghezza fondazione equivalente (m)

I_c = indice di compressibilità pari a $1.71/(N_{SPT})^{1.4}$

a_s = fattore di forma

a_L = fattore di spessore dello strato

a_T = fattore di tempo

I parametri di compressibilità ed elastici dei terreni interessati dal calcolo sono stati direttamente desunti dai risultati delle prove penetrometriche correlate con le prove SPT, nonché da fonti bibliografiche derivate da prove di laboratorio (*Schmertmann, 1978*).

Si precisa che i valori delle proprietà meccaniche da adoperare nelle verifiche sono quelli caratteristici ed i coefficienti parziali sui parametri di resistenza R sono sempre unitari. Per quanto riguarda l'entità dei carichi di esercizio delle strutture, sono stati assunti i valori delle resistenze di progetto come sopra calcolate.

Nel caso in esame, le prove hanno evidenziato la presenza di terreni prevalentemente incoerenti posti al di sotto del piano fondazionale.

Sulla base delle analisi effettuate, applicando un carico sui terreni naturali normalconsolidati pari alle pressioni come prima calcolate in corrispondenza delle fondazioni ipotizzate, sono prevedibili cedimenti totali, immediati e differiti nel tempo, come di seguito descritto:

CEDIMENTI ELASTICI	COMBINAZIONE	PRESSIONE NORMALE	CEDIMENTI ELASTICI	
			CEDIMENTI AL BORDO mm	CEDIMENTI AL CENTRO mm
Fond. a plinto PROF FOND. - 2,00 m da p.c. di progetto	Nr=4 (S.L.E.)	171 kN/m ²	3,8	11,1

In considerazione della naturale disomogeneità del terreno, che rappresenta un'incognita difficilmente modellizzabile, ed in funzione delle eventuali disuniformi modalità di trasmissione del carico sul terreno, si prevede la possibile presenza di cedimenti differenziali, la cui entità non sarà comunque rilevante in valore assoluto.

Resta comunque di stretta competenza del Sig. Progettista la scelta definitiva ed esecutiva della tipologia e del dimensionamento delle fondazioni da adottare, che sarà subordinata all'individuazione dei parametri progettuali definitivi.

- *IPOSTESI 2: Fondazioni profonde su pali*

Per condurre le valutazioni agli stati limite di esercizio nel caso di fondazioni profonde su pali, è necessario definire il numero, la lunghezza, il diametro, l'interasse tra i pali ecc., tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione delle resistenze: tali valutazioni sono quindi demandate al Sig. Progettista, che le condurrà in fase progettuale avanzata, tenendo conto di quanto espresso nella presente relazione.

10. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Al fine di facilitare la comprensione del presente documento, si riporta a seguire uno schema riassuntivo dei risultati dell'indagine geologica e delle relative valutazioni sull'interazioni tra le strutture in progetto ed il contesto geologico del sito. Si precisa che lo schema a seguire non risulta in alcun modo esaustivo e, conseguentemente, sostitutivo del contenuto della presente relazione, della quale si invita a prendere visione integrale.

Sito	Via della Scienza, Comune di Castelgomberto, Provincia di Vicenza
Prove geognostiche in sito	<ul style="list-style-type: none">- Esecuzione di n°4 Prove Penetrometriche Dinamiche Superpesanti (DPSH), per la caratterizzazione e parametrizzazione stratigrafica e geotecnica del sottosuolo spinte fino alla profondità massima di 21,00 m dal p.c. locale;- Esecuzione di n°1 Prova Penetrometrica Statica (CPT), per la caratterizzazione e parametrizzazione stratigrafica e geotecnica del sottosuolo spinta fino alla profondità massima di 13,80 m dal p.c. locale;- Esecuzione di n°1 Prospezione Geofisica, tramite la metodologia HVSR (Metodo di Nakamura) con la strumentazione Tromino®, per la verifica della frequenza di risonanza caratteristica del terreno, la valutazione della velocità delle onde sismiche Vs e l'attribuzione della categoria di suolo di fondazione (rif: O.P.C.M n°3274 20/03/2003 e suc.mod. - D.M 17/01/2018).- Esecuzione di n°1 Prospezione Sismica Attiva, tramite la metodologia MASW (<i>Multichannel Analysis of Surface Waves</i>) e n°1 Prospezione Sismica Passiva, tramite la metodologia Re.Mi (<i>Refracted Microtremors</i>), per la caratterizzazione stratigrafica del sottosuolo e la valutazione della velocità delle onde sismiche Vs;
Periodo di esecuzione indagini	18 maggio, 7 settembre e 9 settembre 2022.
Morfologia del sito	Porzione di terreno collinare, ad una quota di circa 152 – 154 m s.l.m.
Pericolosità geologica e idraulica	Il sito in studio risulta compreso entro la perimetrazione di rischio idraulico R1 del P.T.C.P. e nelle perimetrazioni di pericolosità idrogeologica P1 e rischio idraulico R2 del P.G.R.A.
Stratigrafia di sito	<p>Le indagini geognostiche effettuate in corrispondenza dell'area di indagine evidenziano superficialmente, e fino alla profondità massima di 2,20 m dal p.c. locale, la presenza di terreni di riporto limoso ghiaiosi con blocchi decimetrici. Al di sotto di questo primo orizzonte, e fino alla massima profondità di 12,90 m, si individua la presenza di Argille debolmente limose. Al di sotto di questo orizzonte, e fino alla massima profondità di 19,80 m, si individua la presenza di sabbie limose prevalenti. Infine, fino alla profondità massima d'indagine di 21,00 m si riscontra la presenza di sabbie debolmente ghiaiose.</p> <p>Si specifica che la prova penetrometrica statica è stata condotta in un apposito preforo profondo 2,20 m dal p.c. locale, per superare i terreni di riporto altrimenti difficilmente attraversabili con questa tecnica.</p>
Idrogeologia	Nei fori delle prove penetrometriche è stata rilevata la presenza di falda idrica a circa 3,00 m. di profondità dal p.c. locale.
Categoria topografica di sito	T1

Categoria stratigrafica	Categoria C
Frequenza fondamentale di risonanza registrata	HVSR1 1,69 ± 0,08 Hz
Parametri geotecnici caratteristici dei terreni	<p>Argilla debolmente limosa $c_u = 40 \text{ kN/m}^2$</p> <p>Sabbie limose $\varphi = 27^\circ$</p> <p>Sabbie debolmente ghiaiose $\varphi = 32^\circ$</p>
SLU carico limite	<p><u>Ipotesi 1:</u> fondazioni superficiali su plinti, di dimensioni 2,5 x 2,5 m, poggianti su uno strato di magrone di buone caratteristiche geotecniche, previa bonifica dell'Unità Litotecnica A laddove necessario e fino alla profondità massima di 4,00 m dal p.c. locale, con posizionamento del piano fondazionale alla profondità minima di 2,00 m dal p.c. di progetto.</p> <p>Resistenze calcolate (CONDIZIONI STATICHE): $Q_{d(Appr2)} = 171 \text{ KN/m}^2$</p> <p>Resistenze calcolate (CONDIZIONI SISMICHE): $Q_{d(Appr2)} = 156 \text{ KN/m}^2$</p> <p><u>Ipotesi 2:</u> fondazioni profonde su pali:</p> <p>PALI INFISSI, Lunghezza = 20,0 m - Resistenze calcolate (CONDIZIONI STATICHE): Rd = 220 kN</p> <p>PALI INFISSI, Lunghezza = 20,0 m - Resistenze calcolate (CONDIZIONI SISMICHE): Rd = 106 kN</p>
SLU scorrimento sul piano di posa	-
SLU stabilità globale	-
Stabilità dei fronti di scavo	<p><u>Condizioni Statiche</u> $FS = 1,521$ (BISHOP) Le verifiche hanno restituito margini / coefficienti di sicurezza F_s superiori al valore R_2 ($\gamma_R = 1,1$) previsto dal D.M. 17 Gennaio 2018.</p> <p><u>Condizioni Sismiche</u> $FS = 1,375$ (BISHOP) Le verifiche hanno restituito margini / coefficienti di sicurezza F_s superiori al valore R_2 ($\gamma_R = 1,1$) previsto dal D.M. 17 Gennaio 2018.</p>
SLU UPL - HYD	-
SLE	<p><u>Ipotesi 1:</u> fondazioni superficiali su plinti, di dimensioni 2,5 x 2,5 m, poggianti su uno strato di magrone di buone caratteristiche geotecniche, previa bonifica dell'Unità Litotecnica A laddove necessario e fino alla profondità massima di 4,00 m dal p.c. locale, con posizionamento del piano fondazionale alla profondità minima di 2,00 m dal p.c. di progetto.</p> <p>COMBINAZIONE Nr = 4 (S.L.E.) PRESSIONE NORMALE 171,0 kN/m²</p> <p>CEDIMENTI ELASTICI AL BORDO: 3,8 mm</p> <p>CEDIMENTI ELASTICI AL CENTRO: 11,1 mm</p> <p>Si prevede la possibile presenza di cedimenti differenziali, la cui entità dovrà essere compensata con adeguati irrigidimenti strutturali.</p>

PRESCRIZIONI REALIZZATIVE	<ol style="list-style-type: none"> 1. <i>Evitare scavi e successivi riporti di terreno non addensato al di sotto del piano di fondazione.</i> 2. <i>Realizzare un adeguato strato di "magrone" al di sotto del piano di fondazione.</i> 3. <i>Verificare in sede di scavo la rispondenza delle osservazioni dirette con il modello geologico adottato in sede di calcolo.</i> 4. <i>Nel caso di sostanziali difformità si invita a contattare lo scrivente per un aggiornamento del presente documento.</i>
----------------------------------	---

Resta comunque di stretta competenza del Sig. Progettista la scelta definitiva ed esecutiva della tipologia e del dimensionamento delle fondazioni da adottare, che sarà subordinata all'individuazione dei parametri progettuali definitivi.

Vicenza, settembre 2022



Dr. Geol. Marco Tonello

ALLEGATI FUORI TESTO:

- *Bibliografia*
- *Documentazione fotografica*
- *Tabelle e diagrammi relativi alle prove penetrometriche DPM*
- *Indagini sismiche passive HVSR Prospezione sismica attiva MASW e passiva Re.Mi.*
- *Fogli di calcolo verifiche pseudostatiche su fondazioni profonde*
- *Verifica di stabilità dei fronti di scavo*
- *Tav.1: Sezione geologica interpretativa AA'*

BIBLIOGRAFIA

- ✓ A.G.I. (1977) – Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche.
- ✓ Bowles J. E. (1991) – Fondazioni. Progetto e analisi. McGraw – Hill Ed.
- ✓ Cestari F. (1990) – Prove geotecniche in sito. Ed. Geo - graph, Segrate.
- ✓ Cestelli Guidi C. – Geotecnica e tecnica delle fondazioni. Hoepli Ed.
- ✓ Circolare 02/02/2009 n.617 del Consiglio Superiore LL.PP
- ✓ Gruppo di lavoro MPS (2004) – Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'OPCM 3274 del 20 Marzo 2003. Rapporto conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano – Roma
- ✓ Lancellotta R. (1987) – Geotecnica. Zanichelli Ed.
- ✓ NTC 2018 – Aggiornamento Norme Tecniche per le costruzioni, DM infrastrutture 17/01/2018
- ✓ Slejko D. et al (1987) – Modello sismotettonico dell'Italia Nord – Orientale. CNR
- ✓ Viggiani C. – Fondazioni. Hevelius Ed.

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

*Prova Penetrometrica
Dinamica Superpesante
(DPSH)*



*Esecuzione Indagine
Sismica Passiva (HVSR)*



*Esecuzione Stendimento
Sismico Attivo (MASW) e
passivo (Re.Mi.)*



PROVA PENETROMETRICA STATICA

Committente: EuroCart S.r.l. Cantiere: Via della Scienza Località: Castelgomberto (VI)	
--	--

Caratteristiche Strumentali PAGANI TG 63 (200 kN)

Rif. Norme	ASTM D3441-86
Diámetro Punta conica meccanica	35.7
Angolo di apertura punta	60
Area punta	10
Superficie manicotto	150
Passo letture (cm)	20
Costante di trasformazione Ct	10

PROVA ... CPT1

Committente: EuroCart S.r.l.
 Strumento utilizzato: PAGANI TG 63 (200 kN)
 Prova eseguita in data: 15/09/2022
 Profondità prova: 13.80 mt
 Località: Castelgomberto (VI)

Profondità (m)	Letture punta (Kg/cm ²)	Letture laterale (Kg/cm ²)	qc (Kg/cm ²)	fs (Kg/cm ²)	qc/fs Begemann	fs/qcx100 (Schmertmann)
0.20	0.00	0.0	0.0	0.0		
0.40	0.00	0.0	0.0	0.0		
0.60	0.00	0.0	0.0	0.0		
0.80	0.00	0.0	0.0	0.0		
1.00	0.00	0.0	0.0	0.0		
1.20	0.00	0.0	0.0	0.0		
1.40	0.00	0.0	0.0	0.0		
1.60	0.00	0.0	0.0	0.0		
1.80	0.00	0.0	0.0	0.0		
2.00	0.00	0.0	0.0	0.0		
2.20	0.00	0.0	0.0	0.2	0.0	
2.40	6.00	9.0	6.0	0.133	45.113	2.2
2.60	5.00	7.0	5.0	0.133	37.594	2.7
2.80	3.00	5.0	3.0	0.067	44.776	2.2
3.00	3.00	4.0	3.0	0.067	44.776	2.2
3.20	3.00	4.0	3.0	0.2	15.0	6.7
3.40	6.00	9.0	6.0	0.2	30.0	3.3
3.60	12.00	15.0	12.0	0.2	60.0	1.7
3.80	7.00	10.0	7.0	0.2	35.0	2.9
4.00	8.00	11.0	8.0	0.133	60.15	1.7
4.20	6.00	8.0	6.0	0.2	30.0	3.3
4.40	11.00	14.0	11.0	0.2	55.0	1.8
4.60	6.00	9.0	6.0	0.133	45.113	2.2
4.80	6.00	8.0	6.0	0.133	45.113	2.2
5.00	4.00	6.0	4.0	0.067	59.701	1.7
5.20	4.00	5.0	4.0	0.067	59.701	1.7
5.40	5.00	6.0	5.0	0.2	25.0	4.0
5.60	7.00	10.0	7.0	0.2	35.0	2.9
5.80	10.00	13.0	10.0	0.067	149.254	0.7
6.00	4.00	5.0	4.0	0.2	20.0	5.0
6.20	7.00	10.0	7.0	0.133	52.632	1.9
6.40	3.00	5.0	3.0	0.133	22.556	4.4
6.60	7.00	9.0	7.0	0.133	52.632	1.9
6.80	6.00	8.0	6.0	0.067	89.552	1.1
7.00	3.00	4.0	3.0	0.133	22.556	4.4
7.20	3.00	5.0	3.0	0.133	22.556	4.4
7.40	3.00	5.0	3.0	0.067	44.776	2.2
7.60	4.00	5.0	4.0	0.133	30.075	3.3
7.80	5.00	7.0	5.0	0.067	74.627	1.3
8.00	4.00	5.0	4.0	0.067	59.701	1.7
8.20	3.00	4.0	3.0	0.067	44.776	2.2
8.40	6.00	7.0	6.0	0.067	89.552	1.1
8.60	5.00	6.0	5.0	0.133	37.594	2.7
8.80	7.00	9.0	7.0	0.067	104.478	1.0
9.00	3.00	4.0	3.0	0.067	44.776	2.2
9.20	2.00	3.0	2.0	0.067	29.851	3.4
9.40	5.00	6.0	5.0	0.133	37.594	2.7
9.60	4.00	6.0	4.0	0.133	30.075	3.3
9.80	6.00	8.0	6.0	0.133	45.113	2.2
10.00	5.00	7.0	5.0	0.2	25.0	4.0
10.20	9.00	12.0	9.0	0.2	45.0	2.2
10.40	11.00	14.0	11.0	0.2	55.0	1.8
10.60	6.00	9.0	6.0	0.133	45.113	2.2
10.80	6.00	8.0	6.0	0.133	45.113	2.2
11.00	5.00	7.0	5.0	0.133	37.594	2.7
11.20	5.00	7.0	5.0	0.133	37.594	2.7
11.40	5.00	7.0	5.0	0.133	37.594	2.7
11.60	5.00	7.0	5.0	0.067	74.627	1.3
11.80	6.00	7.0	6.0	0.133	45.113	2.2

12.00	4.00	6.0	4.0	0.133	30.075	3.3
12.20	7.00	9.0	7.0	0.2	35.0	2.9
12.40	6.00	9.0	6.0	0.067	89.552	1.1
12.60	5.00	6.0	5.0	0.133	37.594	2.7
12.80	4.00	6.0	4.0	1.0	4.0	25.0
13.00	68.00	83.0	68.0	0.867	78.431	1.3
13.20	74.00	87.0	74.0	0.733	100.955	1.0
13.40	74.00	85.0	74.0	1.0	74.0	1.4
13.60	96.00	111.0	96.0	1.133	84.731	1.2
13.80	103.00	120.0	103.0	0.0		0.0

Prof. Strato (m)	qc Media (Kg/cm ²)	fs Media (Kg/cm ²)	Gamma Medio (t/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
2.20	0.0	0.04	0.0		Terreno di riporto limoso ghiaioso con blocchi decimetrici
12.80	5.491	0.146	1.9	Coesivo	Argille
13.80	83.0	0.747	2.2	Incoerente	Sabbie - Sabbie limose

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI

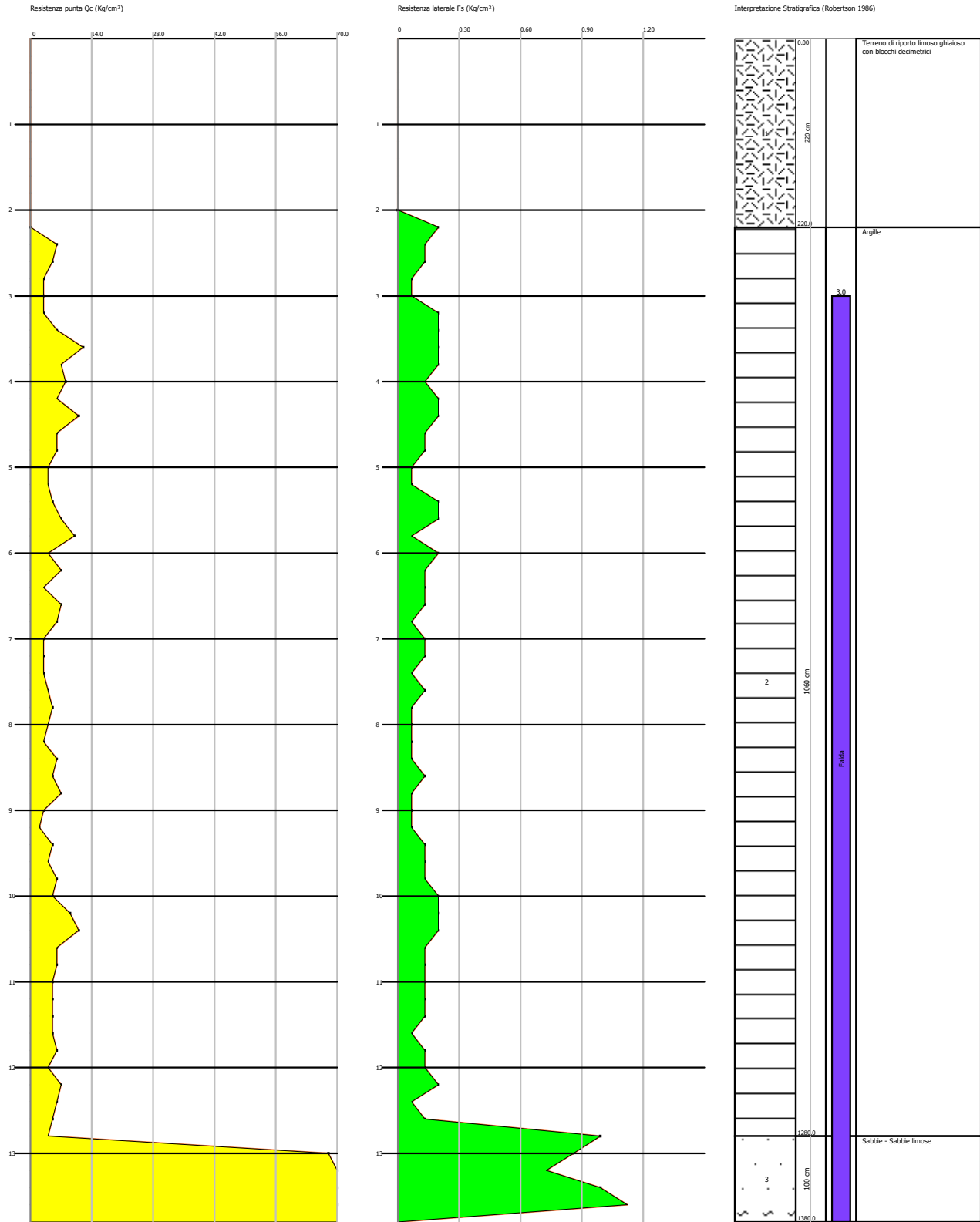
Nr: Numero progressivo strato
 Prof: Profondità strato (m)
 Tipo: C: Coesivo, I: Incoerente, CI: Coesivo-Incoerente
 Cu: Coesione non drenata (Kg/cm²)
 Eu: Modulo di defomazione non drenato (Kg/cm²)
 Mo: Modulo Edometrico (Kg/cm²)
 G: Modulo di deformazione a taglio (Kg/cm²)
 OCR: Grado di sovraconsolidazione
 Puv: Peso unità di volume (t/m³)
 PuvS: Peso unità di volume saturo (t/m³)
 Dr: Densità relativa (%)
 Fi: Angolo di resistenza al taglio (°)
 Ey: Modulo di Young (Kg/cm²)
 Vs: Velocità onde di taglio (m/s)

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey	Vs
1	2.20												
2	12.80	C	0.2	188.8	29.5	79.3	2.2	1.7	1.8	--	--	--	172.25
3	13.80	I	--	--	124.5	416.6	1.5	1.9	2.2	65.8	27.0	166.0	370.77

Probe CPT - Cone Penetration CPT1
 Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)

Committente: EuroCart S.r.l.
 Cantiere: Via della Scienza
 Località: Castelgomberto (VI)

Data: 15/09/2022



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: EuroCart S.r.l. Cantiere: Via della Scienza Località: Castelgomberto	
---	--

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

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	73 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	0.63 Kg
Diametro punta conica	51.00 mm
Area di base punta	20.43 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6.31 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0.40 m
Avanzamento punta	0.30 m
Numero colpi per punta	N(30)
Coeff. Correlazione	1.8
Rivestimento/fanghi	No

PROVA ... DPSHI

Strumento utilizzato...

Prova eseguita in data

Profondità prova

Falda rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

SCPT TG 63-200 PAGANI

15/09/2022

18.00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo riduzione	coeff. sonda Chi (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con Herminier Olandesi (KPa)	riduzione -	Pres. ammissibile Herminier Olandesi (KPa)
0.30	2	0.853	1.36	1.60	68.21	80.00		
0.60	5	0.847	3.14	3.71	157.00	185.36		
0.90	5	0.842	3.12	3.71	155.99	185.36		
1.20	4	0.836	2.48	2.97	124.01	148.29		
1.50	3	0.831	1.72	2.07	86.14	103.63		
1.80	3	0.826	1.71	2.07	85.64	103.63		
2.10	2	0.822	1.14	1.38	56.77	69.09		
2.40	3	0.817	1.69	2.07	84.68	103.63		
2.70	2	0.813	1.05	1.29	52.57	64.68		
3.00	1	0.809	0.52	0.65	26.15	32.34		
3.30	3	0.805	1.56	1.94	78.07	97.02		
3.60	3	0.801	1.46	1.82	73.04	91.20		
3.90	5	0.797	2.42	3.04	121.18	152.00		
4.20	5	0.794	2.41	3.04	120.64	152.00		
4.50	6	0.790	2.72	3.44	136.00	172.08		
4.80	8	0.787	3.61	4.59	180.59	229.44		
5.10	8	0.784	3.60	4.59	179.88	229.44		
5.40	8	0.781	3.58	4.59	179.20	229.44		
5.70	7	0.778	2.96	3.80	147.86	190.00		
6.00	9	0.775	3.79	4.89	189.44	244.29		
6.30	9	0.773	3.78	4.89	188.80	244.29		
6.60	9	0.770	3.57	4.64	178.62	231.87		
6.90	7	0.768	2.77	3.61	138.49	180.34		
7.20	6	0.766	2.37	3.09	118.35	154.58		
7.50	7	0.763	2.62	3.43	131.02	171.62		
7.80	7	0.761	2.61	3.43	130.65	171.62		
8.10	7	0.759	2.61	3.43	130.30	171.62		
8.40	8	0.757	2.97	3.92	148.52	196.13		
8.70	7	0.755	2.47	3.27	123.65	163.70		
9.00	9	0.753	3.17	4.21	158.59	210.47		
9.30	9	0.752	3.16	4.21	158.21	210.47		
9.60	9	0.750	3.02	4.02	150.88	201.18		
9.90	10	0.748	3.35	4.47	167.26	223.54		
10.20	10	0.747	3.34	4.47	166.89	223.54		
10.50	10	0.745	3.19	4.28	159.50	214.09		
10.80	10	0.743	3.18	4.28	159.15	214.09		
11.10	10	0.742	3.18	4.28	158.82	214.09		
11.40	11	0.740	3.49	4.71	174.34	235.50		
11.70	11	0.739	3.34	4.52	166.92	225.96		
12.00	11	0.737	3.33	4.52	166.58	225.96		
12.30	12	0.736	3.63	4.93	181.34	246.50		
12.60	19	0.684	5.13	7.50	256.61	375.08		
12.90	12	0.733	3.47	4.74	173.55	236.89		
13.20	13	0.681	3.50	5.13	174.78	256.64		
13.50	13	0.679	3.36	4.94	167.84	247.01		
13.80	14	0.678	3.61	5.32	180.33	266.01		
14.10	15	0.676	3.85	5.70	192.74	285.01		
14.40	14	0.675	3.59	5.32	179.45	266.01		
14.70	14	0.673	3.45	5.13	172.53	256.40		
15.00	17	0.671	4.18	6.23	208.95	311.34		
15.30	17	0.669	4.17	6.23	208.39	311.34		
15.60	19	0.667	4.48	6.72	224.15	335.83		
15.90	20	0.666	4.71	7.07	235.27	353.51		
16.20	20	0.664	4.69	7.07	234.56	353.51		
16.50	22	0.611	4.60	7.52	229.75	375.75		
16.80	25	0.609	5.20	8.54	260.16	426.99		
17.10	23	0.607	4.77	7.86	238.47	392.83		
17.40	28	0.605	5.78	9.56	289.20	478.23		
17.70	30	0.602	5.97	9.91	298.54	495.68		
18.00	30	0.600	5.95	9.91	297.29	495.68		

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Mpa)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso di volume saturo (KN/m ³)	unità di volume efficace (KN/m ³)	Tensione efficace (KPa)	Coeff. di correlazione con Nspt	Descrizione

1.2	4	3	Incoerente	0	15.98	18.63	9.59	1.8	7.2	Terreno di riporto limoso ghiaioso con blocchi decimetrici
12.9	7.59	3.7	Coesivo	0	20.1	22.06	104.98	1.8	13.66	Argilla debolmente limosa
18	19.65	6.95	Incoerente	0	20.4	19.71	201.92	1.8	35.37	Sabbia limosa

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH1

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Peso unità di volume (KN/m³)	Peso di volume saturo (KN/m³)	Angolo di resistenza al taglio (°)	Coesione non drenata (KPa)	Modulo Edometrico (Mpa)	Modulo Elastico (Mpa)	Modulo Poisson	Modulo taglio G (Mpa)	Velocità onde taglio (m/s)
Strato (1) Terreno di riporto limoso ghiaioso con blocchi decimetrici	0.00-1.20	7.2	Incoerente	15.98	18.63	29.06	--	4.14	---	0.34	40.77	87.22
Strato (2) Argilla debolmente limosa	1.20-12.90	13.66	Coesivo	20.10	22.06	--	111.01	---	13.40	--	--	156.77
Strato (3) Sabbia limosa	12.90-18.00	35.37	Incoerente	20.40	19.71	34.2	--	7.77	29.21	0.3	132.28	202.76

PROVA ... DPSH2

Strumento utilizzato...

Prova eseguita in data

Profondità prova

Falda rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

SCPT TG 63-200 PAGANI

15/09/2022

18.00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo riduzione sonda	coeff. Chi ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con Hermier Olandesi (KPa)	Res. ammissibile riduzione - Hermier Olandesi (KPa)
0.30	3	0.853	2.05	2.40	102.32	120.00
0.60	8	0.847	5.02	5.93	251.20	296.58
0.90	6	0.842	3.74	4.45	187.19	222.43
1.20	5	0.836	3.10	3.71	155.01	185.36
1.50	3	0.831	1.72	2.07	86.14	103.63
1.80	2	0.826	1.14	1.38	57.09	69.09
2.10	2	0.822	1.14	1.38	56.77	69.09
2.40	2	0.817	1.13	1.38	56.46	69.09
2.70	2	0.813	1.05	1.29	52.57	64.68
3.00	2	0.809	1.05	1.29	52.31	64.68
3.30	1	0.805	0.52	0.65	26.02	32.34
3.60	3	0.801	1.46	1.82	73.04	91.20
3.90	2	0.797	0.97	1.22	48.47	60.80
4.20	2	0.794	0.97	1.22	48.26	60.80
4.50	3	0.790	1.36	1.72	68.00	86.04
4.80	2	0.787	0.90	1.15	45.15	57.36
5.10	3	0.784	1.35	1.72	67.45	86.04
5.40	3	0.781	1.34	1.72	67.20	86.04
5.70	4	0.778	1.69	2.17	84.49	108.57
6.00	5	0.775	2.10	2.71	105.24	135.72
6.30	5	0.773	2.10	2.71	104.89	135.72
6.60	5	0.770	1.98	2.58	99.23	128.82
6.90	5	0.768	1.98	2.58	98.92	128.82
7.20	5	0.766	1.97	2.58	98.63	128.82
7.50	5	0.763	1.87	2.45	93.58	122.58
7.80	6	0.761	2.24	2.94	111.99	147.10
8.10	6	0.759	2.23	2.94	111.68	147.10
8.40	6	0.757	2.23	2.94	111.39	147.10
8.70	7	0.755	2.47	3.27	123.65	163.70
9.00	9	0.753	3.17	4.21	158.59	210.47
9.30	8	0.752	2.81	3.74	140.63	187.08
9.60	9	0.750	3.02	4.02	150.88	201.18
9.90	12	0.748	4.01	5.36	200.72	268.25
10.20	11	0.747	3.67	4.92	183.58	245.89
10.50	11	0.745	3.51	4.71	175.44	235.50
10.80	11	0.743	3.50	4.71	175.07	235.50

11.10	11	0.742	3.49	4.71	174.70	235.50
11.40	11	0.740	3.49	4.71	174.34	235.50
11.70	12	0.739	3.64	4.93	182.10	246.50
12.00	13	0.687	3.67	5.34	183.51	267.04
12.30	13	0.686	3.66	5.34	183.10	267.04
12.60	13	0.684	3.51	5.13	175.58	256.64
12.90	15	0.683	4.04	5.92	202.13	296.12
13.20	16	0.681	4.30	6.32	215.12	315.86
13.50	16	0.679	4.13	6.08	206.58	304.02
13.80	16	0.678	4.12	6.08	206.09	304.02
14.10	18	0.676	4.63	6.84	231.29	342.02
14.40	16	0.675	4.10	6.08	205.09	304.02
14.70	17	0.673	4.19	6.23	209.50	311.34
15.00	16	0.671	3.93	5.86	196.66	293.03
15.30	17	0.669	4.17	6.23	208.39	311.34
15.60	17	0.667	4.01	6.01	200.56	300.48
15.90	19	0.666	4.47	6.72	223.51	335.83
16.20	19	0.664	4.46	6.72	222.83	335.83
16.50	21	0.611	4.39	7.17	219.31	358.67
16.80	21	0.609	4.37	7.17	218.54	358.67
17.10	23	0.607	4.77	7.86	238.47	392.83
17.40	21	0.605	4.34	7.17	216.90	358.67
17.70	24	0.602	4.78	7.93	238.84	396.55
18.00	23	0.600	4.56	7.60	227.92	380.02

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Mpa)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (KN/m³)	Peso unità di volume saturo (KN/m³)	Tensione efficace (KPa)	Coeff. correlaz. con Nspt	di Nspt	Descrizione
1.3	5.5	4.12	Incoerente	0	16.97	18.83	11.03	1.8	9.9	Terreno di riporto limoso ghiaioso con blocchi decimetrici
11.4	5.41	2.68	Coesivo	0	18.44	18.63	82.97	1.8	9.74	Argilla debolmente limosa
18	17.55	6.4	Incoerente	0	19.91	19.52	159.58	1.8	31.59	sabbia limosa

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH2

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Peso unità di volume (KN/m³)	Peso unità di volume saturo (KN/m³)	Angolo di resistenza al taglio (°)	Coesione non drenata (KPa)	Modulo Edometrico (Mpa)	Modulo Elastico (Mpa)	Modulo Poisson	Modulo taglio G (Mpa)	Velocità onde taglio (m/s)
Strato (1) Terreno di riporto limoso ghiaioso con blocchi decimetrici	0.00-1.30	9.9	Incoerente	16.97	18.83	29.83	--	4.69	11.52	0.33	55.00	93.6
Strato (2) Argilla debolmente limosa	1.30-11.40	9.74	Coesivo	19.22	21.18	--	80.41	---	9.55	--	--	144.9
Strato (3) sabbia limosa	11.40-18.00	31.59	Incoerente	20.10	19.61	33.66	--	7.39	27.03	0.31	122.93	198.13

PROVA ... DPSH3
Strumento utilizzato...
Prova eseguita in data
Profondità prova
Falda rilevata
Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

SCPT TG 63-200 PAGANI
15/09/2022
21.00 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo riduzione sonda	coeff. Chi ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con Herminier Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile riduzione Herminier Olandesi (KPa)
0.30	18	0.803	11.56	14.40	577.92	719.97	
0.60	7	0.847	4.40	5.19	219.80	259.51	
0.90	15	0.792	8.80	11.12	440.16	556.08	
1.20	6	0.836	3.72	4.45	186.01	222.43	
1.50	3	0.831	1.72	2.07	86.14	103.63	
1.80	3	0.826	1.71	2.07	85.64	103.63	
2.10	3	0.822	1.70	2.07	85.15	103.63	
2.40	4	0.817	2.26	2.76	112.91	138.18	
2.70	2	0.813	1.05	1.29	64.68	80.87	
3.00	2	0.809	1.05	1.29	62.31	77.02	
3.30	3	0.805	1.56	1.94	78.07	97.02	
3.60	2	0.801	0.97	1.22	48.69	60.80	
3.90	3	0.797	1.45	1.82	72.71	91.20	
4.20	3	0.794	1.45	1.82	72.39	91.20	
4.50	3	0.790	1.36	1.72	68.00	86.04	
4.80	3	0.787	1.35	1.72	67.72	86.04	
5.10	4	0.784	1.80	2.29	89.94	114.72	
5.40	6	0.781	2.69	3.44	134.40	172.08	
5.70	5	0.778	2.11	2.71	105.61	135.72	
6.00	5	0.775	2.10	2.71	105.24	135.72	
6.30	6	0.773	2.52	3.26	125.87	162.86	
6.60	7	0.770	2.78	3.61	138.93	180.34	
6.90	7	0.768	2.77	3.61	138.49	180.34	
7.20	6	0.766	2.37	3.09	118.35	154.58	
7.50	6	0.763	2.25	2.94	112.30	147.10	
7.80	7	0.761	2.61	3.43	130.65	171.62	
8.10	8	0.759	2.98	3.92	148.91	196.13	
8.40	8	0.757	2.97	3.92	148.52	196.13	
8.70	8	0.755	2.83	3.74	141.31	187.08	
9.00	9	0.753	3.17	4.21	158.59	210.47	
9.30	9	0.752	3.16	4.21	158.21	210.47	
9.60	10	0.750	3.35	4.47	167.64	223.54	
9.90	10	0.748	3.35	4.47	167.26	223.54	
10.20	11	0.747	3.67	4.92	183.58	245.89	
10.50	12	0.745	3.83	5.14	191.39	256.91	
10.80	14	0.693	4.16	5.99	207.83	299.73	
11.10	14	0.692	4.15	5.99	207.36	299.73	
11.40	15	0.690	4.43	6.42	221.67	321.14	
11.70	15	0.689	4.24	6.16	212.21	308.12	
12.00	16	0.687	4.52	6.57	225.86	328.66	
12.30	16	0.686	4.51	6.57	225.36	328.66	
12.60	15	0.684	4.05	5.92	202.59	296.12	
12.90	17	0.683	4.58	6.71	229.09	335.60	
13.20	21	0.631	5.23	8.29	261.62	414.57	
13.50	16	0.679	4.13	6.08	206.58	304.02	
13.80	15	0.678	3.86	5.70	193.21	285.01	
14.10	16	0.676	4.11	6.08	205.59	304.02	
14.40	16	0.675	4.10	6.08	205.09	304.02	
14.70	17	0.673	4.19	6.23	209.50	311.34	
15.00	17	0.671	4.18	6.23	208.95	311.34	
15.30	18	0.669	4.41	6.59	220.65	329.66	
15.60	19	0.667	4.48	6.72	224.15	335.83	
15.90	21	0.616	4.57	7.42	228.47	371.18	
16.20	22	0.614	4.77	7.78	238.58	388.86	
16.50	22	0.611	4.60	7.52	229.75	375.75	
16.80	23	0.609	4.79	7.86	239.35	392.83	
17.10	25	0.607	5.18	8.54	259.21	426.99	
17.40	26	0.605	5.37	8.88	268.54	444.07	
17.70	26	0.602	5.17	8.59	258.74	429.59	
18.00	26	0.600	5.15	8.59	257.65	429.59	
18.30	25	0.597	4.93	8.26	246.65	413.07	
18.60	27	0.594	5.14	8.64	256.78	432.03	
18.90	28	0.591	5.30	8.96	265.00	448.03	
19.20	29	0.588	5.46	9.28	273.08	464.03	
19.50	28	0.585	5.08	8.69	254.23	434.31	
19.80	28	0.582	5.06	8.69	252.81	434.31	

20.10	32	0.529	5.25	9.93	262.42	496.36
20.40	35	0.525	5.70	10.86	285.09	542.89
20.70	33	0.521	5.18	9.93	258.98	496.67
21.00	33	0.518	5.14	9.93	257.06	496.67

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Mpa)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (KN/m³)	Peso unità di volume saturo (KN/m³)	Tensione efficace (KPa)	Coeff. di correlaz. con Nspt	di Nspt	Descrizione
1.3	11.5	8.79	Incoerente	0	19.71	19.42	12.81	1.8	20.7	Terreno di riporto limoso ghiaioso con blocchi decimetrici
10.5	5.74	2.96	Coesivo	0	19.12	20.99	90.56	1.8	10.33	Argilla limosa debolmente
19.8	20.42	7.29	Incoerente	0	20.59	19.81	188.52	1.8	36.76	sabbia limosa
21	33.25	10.16	Incoerente	0	21.48	20.5	241.45	1.8	59.85	Sabbia ghiaiosa debolmente

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH3

Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Peso unità di volume (KN/m³)	Peso di volume di saturazione (KN/m³)	Angolo di resistenza al taglio (°)	Coesione non drenata (KPa)	Modulo Edometrico (Mpa)	Modulo Elastico (Mpa)	Modulo Poisson	Modulo taglio G (Mpa)	di	Velocità onde taglio (m/s)	di
Strato (1)	0.00-1.30	20.7	Incoerente	19.71	19.42	32.91	--	6.86	24.02	0.31	110.01		106.34	
Terreno di riporto limoso ghiaioso con blocchi decimetrici														
Strato (2)	1.30-10.50	10.33	Coesivo	19.42	21.38	--	88.85	---	10.13	--	--		144.32	
Argilla debolmente limosa														
Strato (3)	10.50-19.80	36.76	Incoerente	20.50	19.81	34.39	--	7.91	30.02	0.3	135.71		202.95	
sabbia limosa														
Strato (4)	19.80-21.00	59.85	Incoerente	21.48	20.50	37.69	--	10.23	43.38	0.28	191.96		229.11	
Sabbia debolmente ghiaiosa														

PROVA ... DPSH4
Strumento utilizzato...
Prova eseguita in data
Profondità prova
Falda rilevata
Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

SCPT TG 63-200 PAGANI
15/09/2022
20.10 mt

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo riduzione sonda	coeff. Chi ridotta (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Res. dinamica (Mpa)	Pres. ammissibile con Herminier Olandesi (KPa)	Pres. ammissibile riduzione Herminier Olandesi (KPa)
0.30	70	0.653	36.55	56.00	1827.46	2799.90	
0.60	12	0.847	7.54	8.90	376.80	444.87	
0.90	23	0.742	12.65	17.05	632.28	852.66	
1.20	16	0.786	9.33	11.86	466.38	593.16	
1.50	7	0.831	4.02	4.84	201.00	241.81	
1.80	1	0.826	0.57	0.69	28.55	34.54	
2.10	1	0.822	0.57	0.69	28.38	34.54	
2.40	2	0.817	1.13	1.38	56.46	69.09	
2.70	1	0.813	0.53	0.65	26.29	32.34	
3.00	1	0.809	0.52	0.65	26.15	32.34	
3.30	1	0.805	0.52	0.65	26.02	32.34	
3.60	3	0.801	1.46	1.82	73.04	91.20	
3.90	2	0.797	0.97	1.22	48.47	60.80	
4.20	3	0.794	1.45	1.82	72.39	91.20	
4.50	4	0.790	1.81	2.29	90.67	114.72	
4.80	5	0.787	2.26	2.87	112.87	143.40	
5.10	8	0.784	3.60	4.59	179.88	229.44	
5.40	7	0.781	3.14	4.02	156.80	200.76	
5.70	8	0.778	3.38	4.34	168.98	217.15	
6.00	7	0.775	2.95	3.80	147.34	190.00	
6.30	8	0.773	3.36	4.34	167.82	217.15	
6.60	8	0.770	3.18	4.12	158.78	206.11	
6.90	9	0.768	3.56	4.64	178.06	231.87	

7.20	8	0.766	3.16	4.12	157.80	206.11
7.50	7	0.763	2.62	3.43	131.02	171.62
7.80	7	0.761	2.61	3.43	130.65	171.62
8.10	8	0.759	2.98	3.92	148.91	196.13
8.40	8	0.757	2.97	3.92	148.52	196.13
8.70	9	0.755	3.18	4.21	158.98	210.47
9.00	9	0.753	3.17	4.21	158.59	210.47
9.30	8	0.752	2.81	3.74	140.63	187.08
9.60	9	0.750	3.02	4.02	150.88	201.18
9.90	8	0.748	2.68	3.58	133.81	178.83
10.20	7	0.747	2.34	3.13	116.83	156.48
10.50	9	0.745	2.87	3.85	143.55	192.68
10.80	9	0.743	2.86	3.85	143.24	192.68
11.10	8	0.742	2.54	3.43	127.06	171.27
11.40	9	0.740	2.85	3.85	142.64	192.68
11.70	9	0.739	2.73	3.70	136.57	184.87
12.00	10	0.737	3.03	4.11	151.43	205.41
12.30	11	0.736	3.32	4.52	166.23	225.96
12.60	12	0.734	3.48	4.74	173.92	236.89
12.90	11	0.733	3.18	4.34	159.09	217.15
13.20	13	0.681	3.50	5.13	174.78	256.64
13.50	16	0.679	4.13	6.08	206.58	304.02
13.80	13	0.678	3.35	4.94	167.45	247.01
14.10	13	0.676	3.34	4.94	167.05	247.01
14.40	12	0.725	3.30	4.56	165.22	228.01
14.70	13	0.673	3.20	4.76	160.20	238.09
15.00	13	0.671	3.20	4.76	159.79	238.09
15.30	16	0.669	3.92	5.86	196.13	293.03
15.60	17	0.667	4.01	6.01	200.56	300.48
15.90	17	0.666	4.00	6.01	199.98	300.48
16.20	18	0.664	4.22	6.36	211.11	318.16
16.50	21	0.611	4.39	7.17	219.31	358.67
16.80	23	0.609	4.79	7.86	239.35	392.83
17.10	24	0.607	4.98	8.20	248.84	409.91
17.40	23	0.605	4.75	7.86	237.55	392.83
17.70	25	0.602	4.98	8.26	248.79	413.07
18.00	27	0.600	5.35	8.92	267.56	446.11
18.30	34	0.547	6.15	11.24	307.35	561.77
18.60	34	0.544	5.92	10.88	296.15	544.03
18.90	33	0.541	5.72	10.56	285.92	528.03
19.20	29	0.588	5.46	9.28	273.08	464.03
19.50	36	0.535	5.98	11.17	298.95	558.40
19.80	50	0.482	7.48	15.51	373.89	775.56
20.10	51	0.479	7.57	15.82	378.68	791.07

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Mpa)	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (KN/m³)	Peso unità di volume saturo (KN/m³)	Tensione efficace (KPa)	Coeff. correlaz. con Nspt	di Nspt	Descrizione
1.5	25.6	19.73	Incoerente	0	21.77	20.99	16.33	1.8	46.08	Terreno di riporto limoso ghiaioso con blocchi decimetrici
11.4	6.12	3.07	Coesivo	0	19.61	21.57	102.65	1.8	11.02	Argilla debolmente limosa
19.5	19.37	6.75	Incoerente	0	19.81	19.52	200.22	1.8	34.87	Sabbia limosa
20.1	50.5	15.66	Incoerente	0	21.57	20.69	242.83	1.8	90.9	Sabbia debolmente ghiaiosa

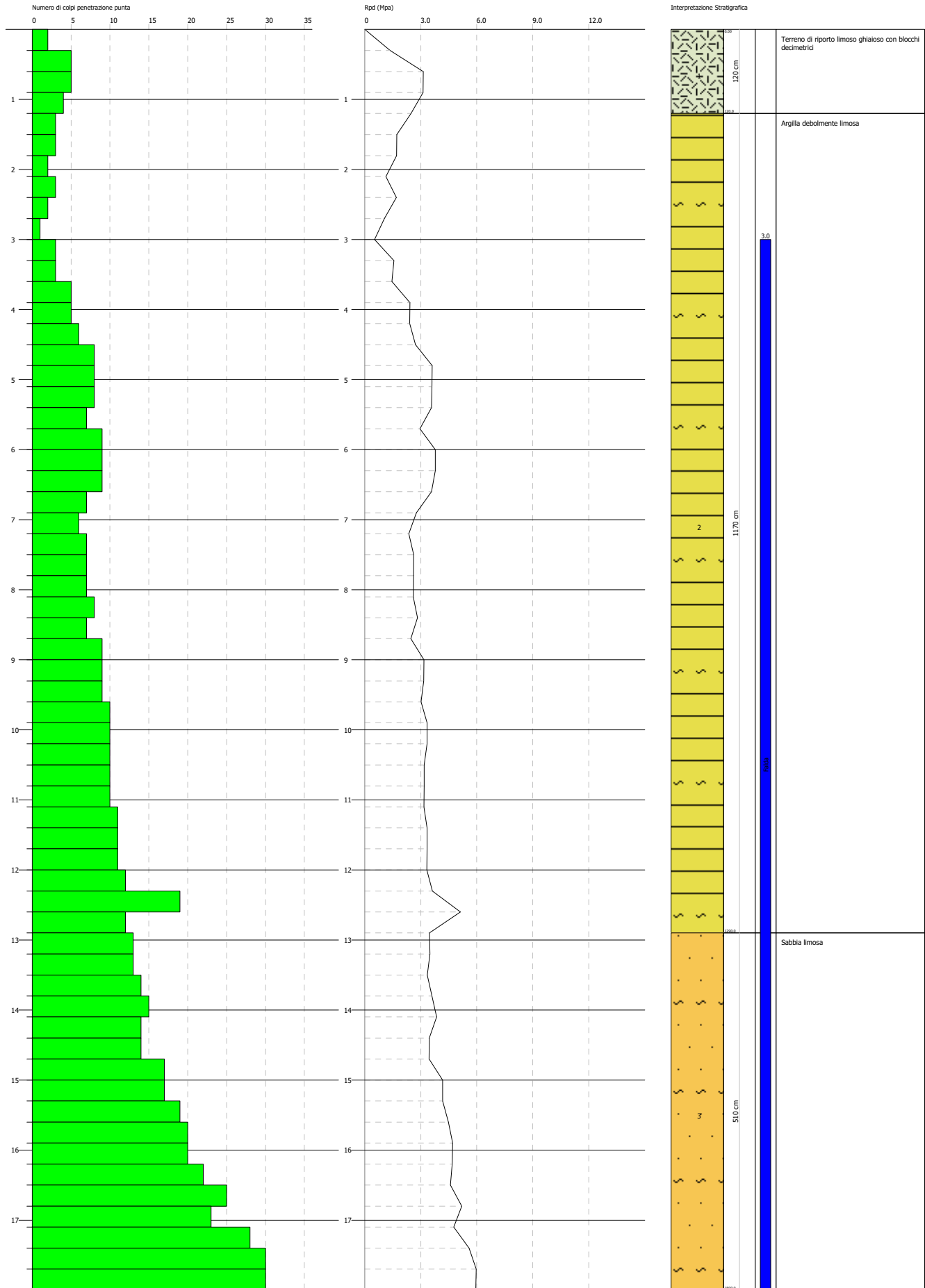
STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH4												
Strato	Prof. (m)	Nspt	Tipo	Peso unità di volume (KN/m³)	Peso unità di volume saturo (KN/m³)	Angolo di resistenza al taglio (°)	Coesione non drenata (KPa)	Modulo Edometrico (Mpa)	Modulo Elastico (Mpa)	Modulo Poisson	Modulo taglio G (Mpa)	di Velocità onde taglio (m/s)
Strato (1) Terreno di riporto limoso ghiaioso con blocchi decimetrici	0.00-1.50	46.08	Incoerente	21.77	20.99	40.17	--	11.97	53.39	0.26	233.42	125.54
Strato (2) Argilla debolmente limosa	1.50-11.40	11.02	Coesivo	19.61	21.57	--	92.08	---	10.81	--	---	148.48
Strato (3) Sabbia limosa	11.40-19.50	34.87	Incoerente	20.40	19.71	34.12	--	7.72	28.92	0.31	131.05	202.41
Strato (4) Sabbia debolmente ghiaiosa	19.50-20.10	90.9	Incoerente	22.06	21.18	42.13	--	13.36	61.34	0.25	265.99	241.88

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH1
Strumento utilizzato... SCPT TG 63-200 PAGANI

Committente: EuroCart S.r.l.
 Cantiere: Via della Scienza
 Località: Castelgomberto

Data: 15/09/2022

Scala 1:25

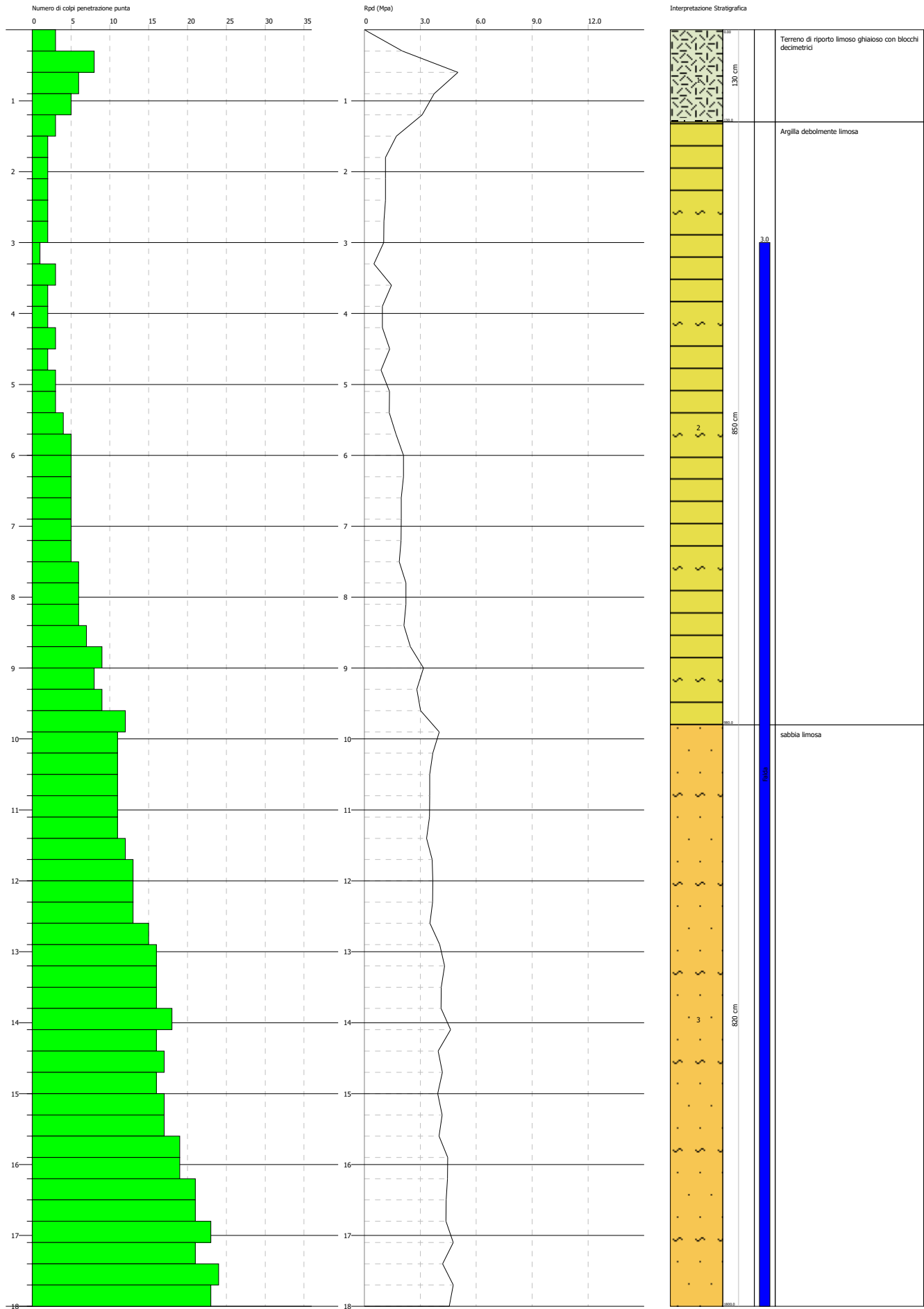


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH2
Strumento utilizzato... SCPT TG 63-200 PAGANI

Committente: EuroCart S.r.l.
 Cantiere: Via della Scienza
 Località: Castelgomberto

Data: 15/09/2022

Scala 1:74

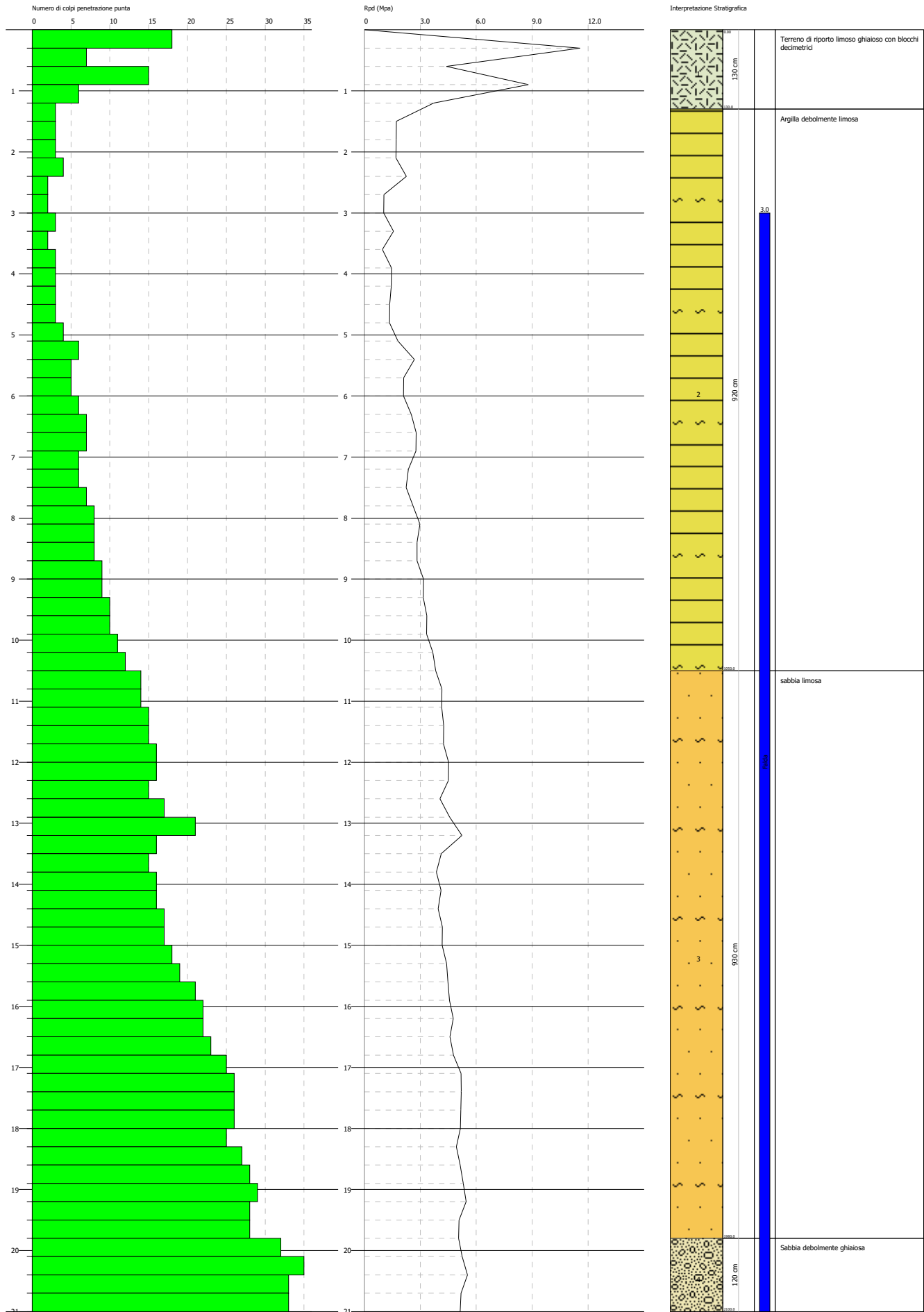


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH3
Strumento utilizzato... SCPT TG 63-200 PAGANI

Committente: EuroCart S.r.l.
 Cantiere: Via della Scienza
 Località: Castelgomberto

Data: 15/09/2022

Scala 1:86

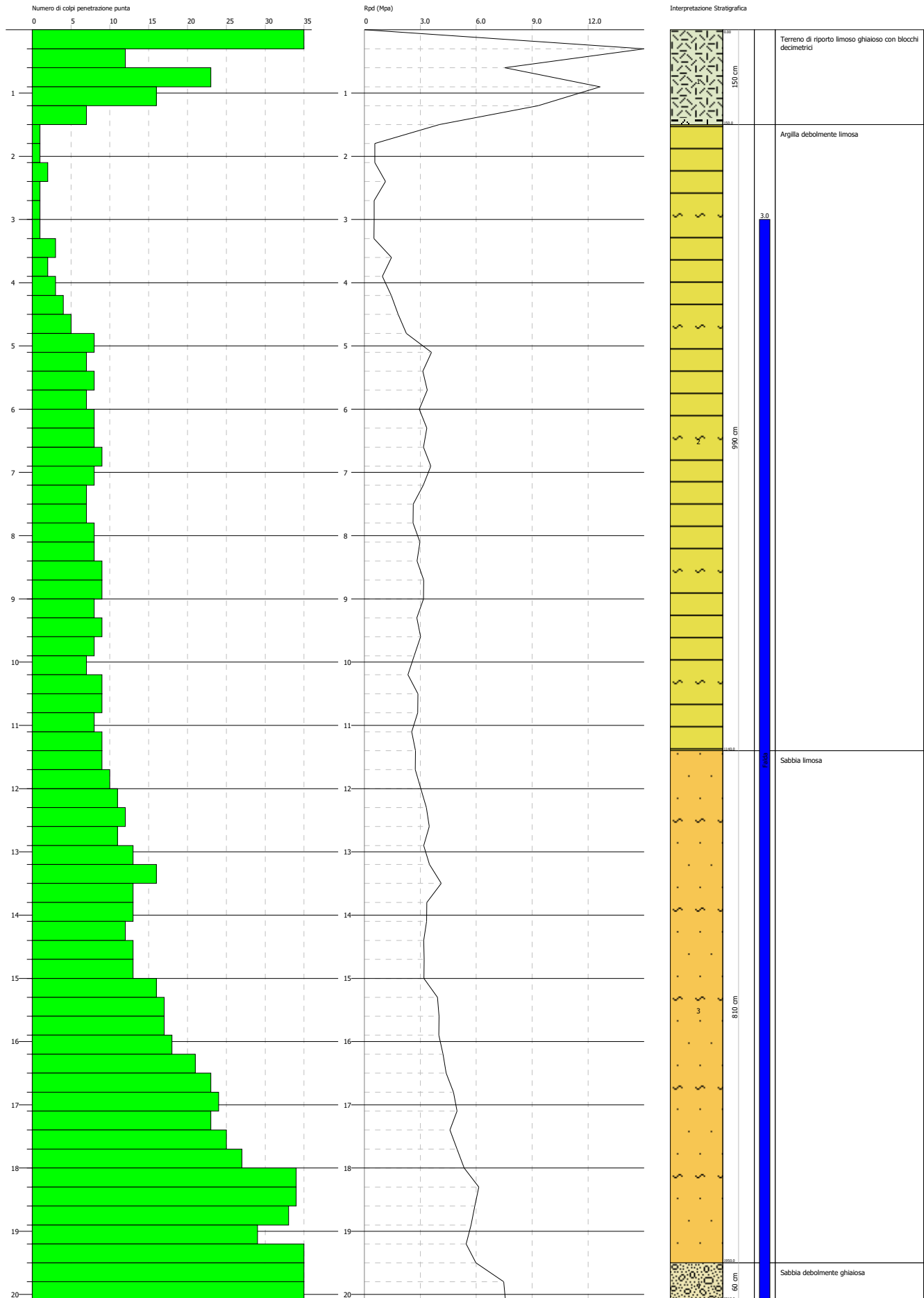


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH4
Strumento utilizzato... SCPT TG 63-200 PAGANI

Committente: EuroCart S.r.l.
 Cantiere: Via della Scienza
 Località: Castelgomberto

Data: 15/09/2022

Scala 1:83



Eurocart S.r.l., Comune di Castelgomberto, Provincia di Vicenza

Strumento: TRE-0003/00-06

Formato dati: 16 byte

Fondo scala [mV]: 51

Inizio registrazione: 18/05/22 12:05:23 Fine registrazione: 18/05/22 12:21:24

Tipo di lisciamento: Triangular window

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h16'00". Analizzato 79% tracciato (selezione manuale)

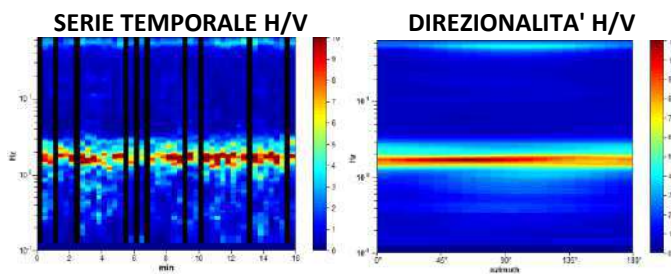
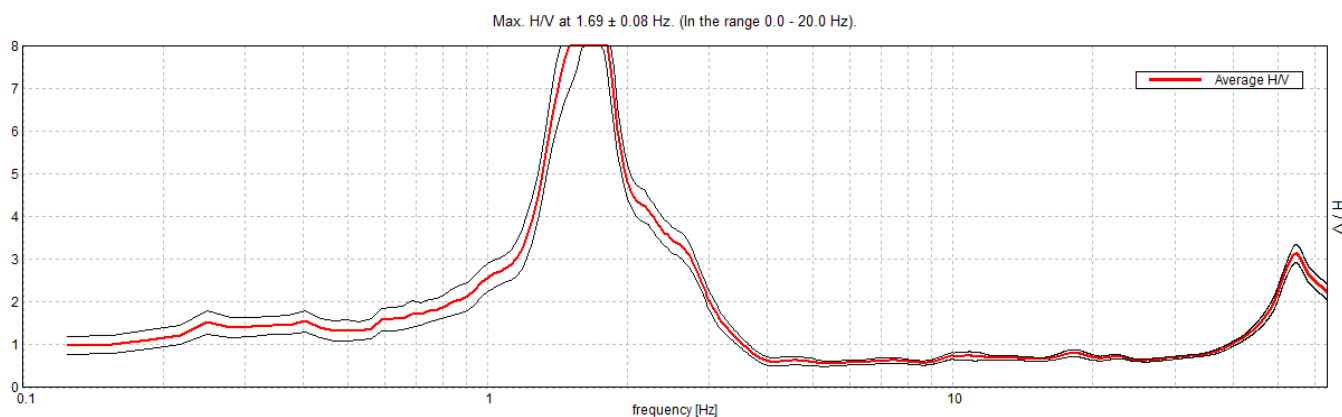
Freq. campionamento: 128 Hz

Lunghezza finestre: 20 s

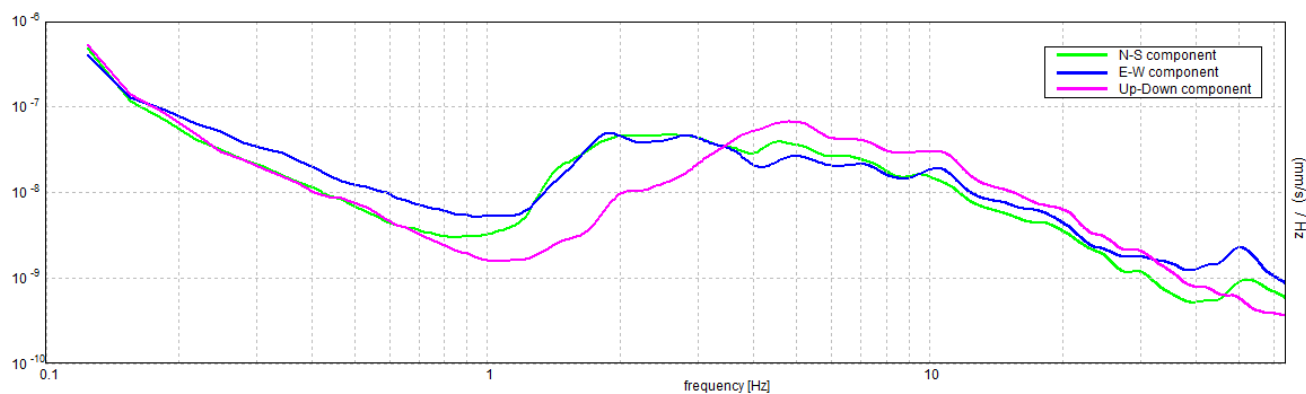
Tipo di lisciamento: Triangular window

Lisciamento: 10%

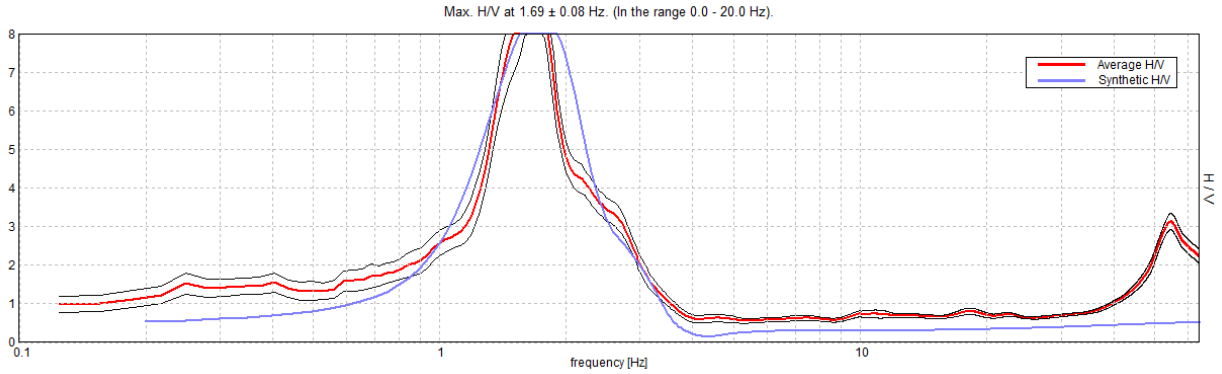
RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI

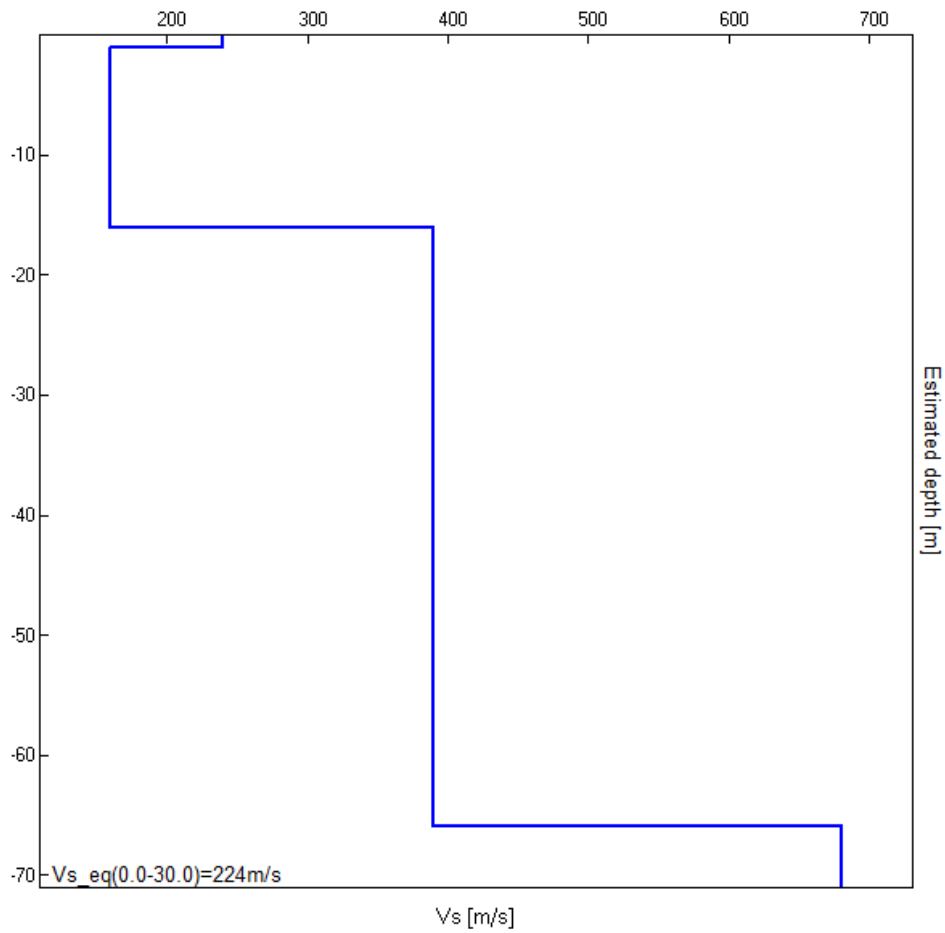


H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



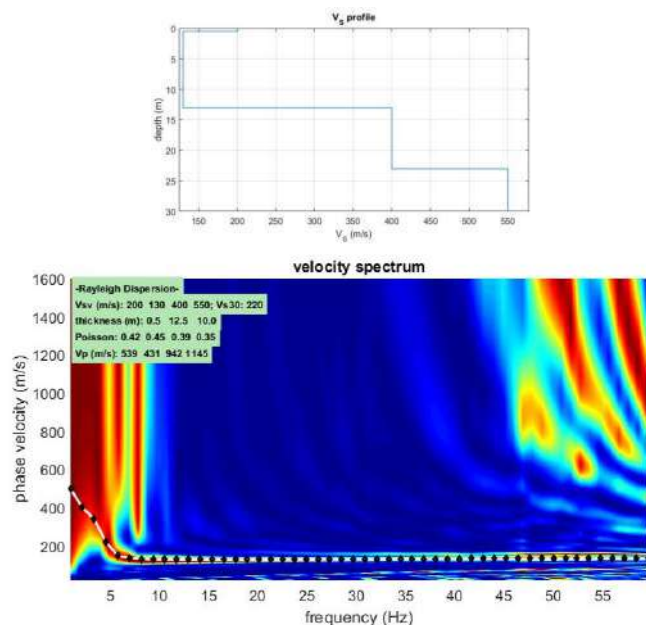
Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
1.00	1.00	240	0.43
16.00	15.00	160	0.44
66.00	50.00	390	0.42
inf.	inf.	680	0.40

VS_eq(0.0-30.0)= 224 m/s



MASW 1, Eurocart S.r.l., Comune di Castelgomberto, Provincia di Vicenza

L'utilizzo della metodologia MASW ha permesso di ottenere un modello sismo-stratigrafico del sottosuolo affidabile in corrispondenza dei primi metri dell'area di interesse.



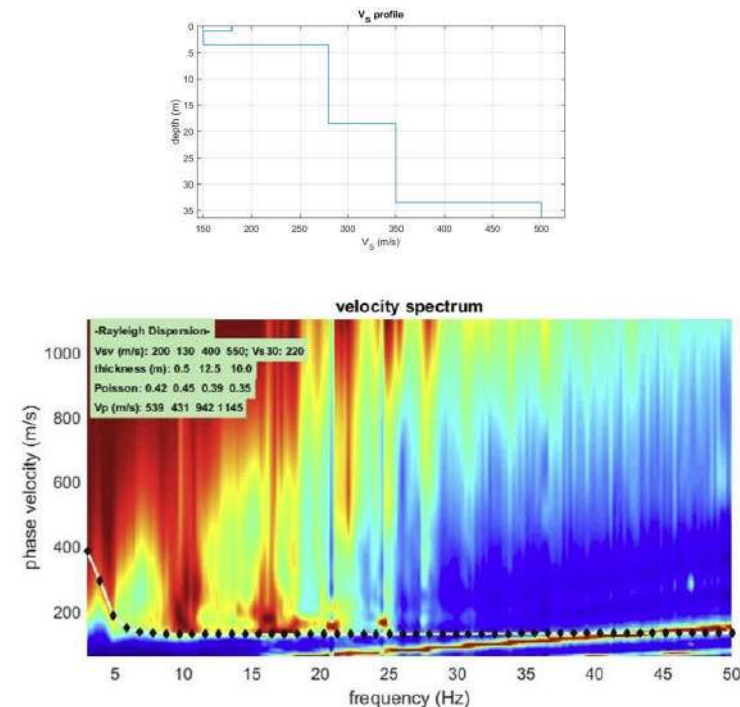
Il rilievo nello specifico ha fornito i seguenti dati sismici (modello sismo-stratigrafico interpretativo):

MASW	Spessori [m]	Velocità onde di taglio [m/s]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	0,50	200	0,0 – 0,50
II SISMOSTRATO	12,50	130	≈ 0,50 – ≈ 13,00
III SISMOSTRATO	10,00	400	≈ 13,00 – ≈ 23,00
IV SISMOSTRATO	-	550	≈ 23,00 – ≈ ...

$V_s (0.0-30.0) = 305 \text{ m/s}$

Re.Mi. 1, Eurocart S.r.l., Comune di Castelgomberto, Provincia di Vicenza

L'utilizzo della metodologia Re.Mi ha permesso di ottenere un modello sismo-stratigrafico del sottosuolo affidabile in corrispondenza dei primi metri dell'area di interesse.



Il rilievo nello specifico ha fornito i seguenti dati sismici (modello sismo-stratigrafico interpretativo):

Re.Mi	Spessori [m]	Velocità onde di taglio [m/s]	Profondità [m]
I SISMOSTRATO	0,50	200	0,0 – 0,50
II SISMOSTRATO	12,50	130	≈ 0,50 – ≈ 13,00
III SISMOSTRATO	10,00	400	≈ 13,00 – ≈ 23,00
IV SISMOSTRATO	-	550	≈ 23,00 – ≈ ...

$V_s (0.0-30.0) = 220 \text{ m/s}$

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

- File Name: StaFrScavo-Statiche-Eurocart-CornedoV-sismiche
- Last saved with Slide version: 6.009
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
- Date Created: 15/12/2020, 15:21:47

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Right to Left
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Design Standard

- Selected Type: Eurocode 7 (User Defined)
- Name: NTC A2+M2+R2

Type	Partial Factor
Permanent Actions: Unfavourable	1
Permanent Actions: Favourable	1
Variable Actions: Unfavourable	1.3
Variable Actions: Favourable	0
Effective cohesion	1.25
Coefficient of shearing resistance	1.25
Undrained strength	1.4
Weight density	1
Shear strength (other models)	1.25
Earth resistance	1.1
Tensile and plate strength	1.1
Shear strength	1.1
Compressive strength	1.1
Bond strength	1.1
Seismic Coefficient	1

Analysis Options

Analysis Methods Used

- Bishop simplified
- GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine
- Janbu simplified
- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50

- Check $\alpha < 0.2$: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3



Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Create Tension Crack
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

Loading

- Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.057
- Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.028

Material Properties

Property	Argille limose	Sabbie limose
Color		
Strength Type	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unsaturated Unit Weight [kN/m ³]	18	19
Saturated Unit Weight [kN/m ³]	18.5	19.5
Cohesion [kPa]	15	3
Friction Angle [deg]	23	27
Water Surface	Water Table	Water Table
Hu Value	1	1

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
0.007	6.28092
7.79	6.722
10.016	7.209
18.5	8.27

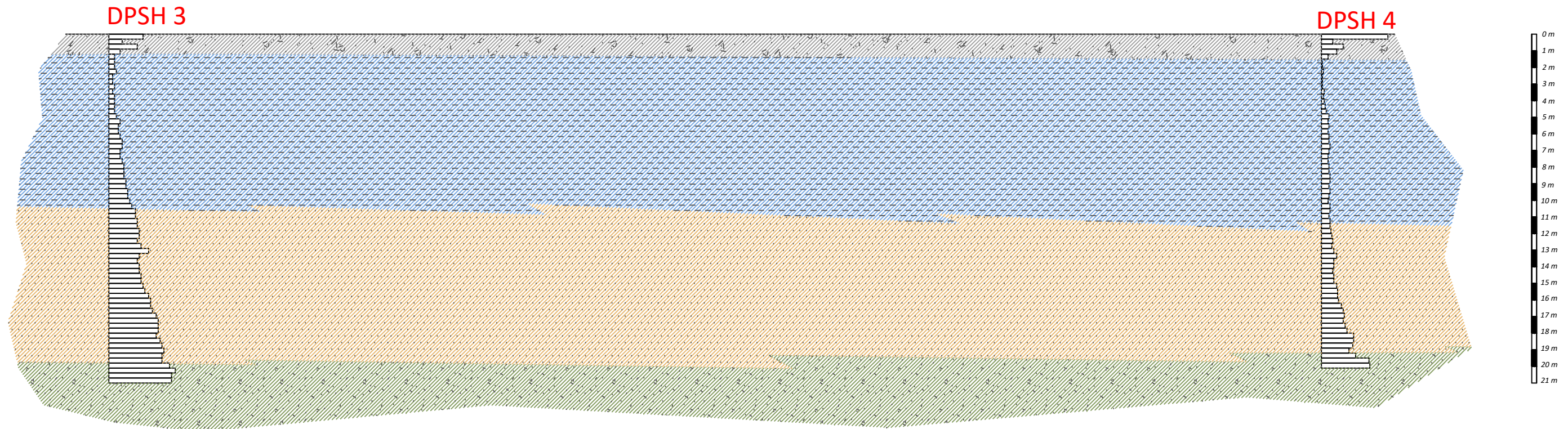
External Boundary

X	Y
0.007	0.002
18.5	0.002
18.5	2.274
18.5	3.075
18.5	9.409
18.5	10.216
18.5	10.577
18.5	10.78
18.5	11.342
12.0522	11.342
11.4636	10.78
11.296	10.62
10.912	10.232
10.094	9.408
8.001	7.378
0.007	7.371
0.007	3.075
0.007	2.274

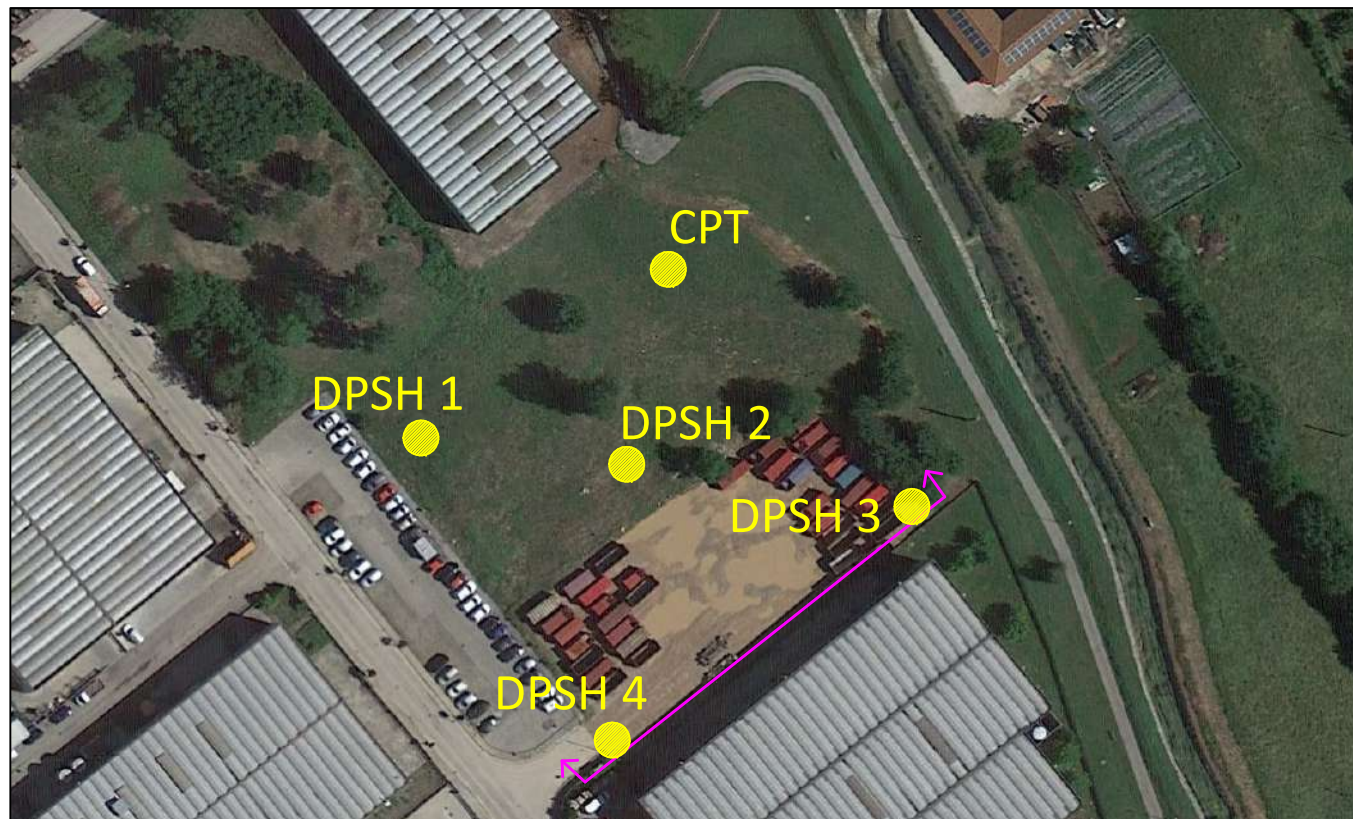
Material Boundary

X	Y
0.007	2.274
18.5	2.274







Sezione geologica interpretativa



Ubicazione prove e sezione
(non in scala)



LEGENDA

-  Terreno di riporto
-  Argille debolmente limosa
-  Sabbia limosa
-  Sabbia debolmente ghiaiosa
-  Prova Penetrometrica Statica (CPT)
-  Prova penetrometrica dinamica (DPSH)

Comune: Castelgomberto

Provincia: VICENZA

► **PROGETTO** Indagine geologica e geotecnica a corredo del progetto preliminare per l'ampliamento di un fabbricato industriale sito in Via della Scienza

► **COMMITTENTE**
Eurocart S.p.a.

► **ELABORATO**
Sezione geologica interpretativa

DATA:
Settembre 2022

SCALA:
1 : 250

TAVOLA N°:
1

GEOSISTEMI
YOUR GEOLOGICAL PARTNER

Via dell'Oreficeria n. 30/L, 36100 – VI
fax. 0444.809179; cell. 335.8154346
e-mail: info@studiogeosistemi.it

IL DOCUMENTO NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O ALTRIMENTI PUBLICATO IN TUTTO O IN PARTE SENZA IL CONSENSO SCRITTO DELLO SCRIVENTE (L. 633 del 22/04/41 – art. 2575 e segg. C.C.)