

IMPIANTO DI COMPOSTAGGIO DI TREVIGNANO



**REALIZZAZIONE DEL COMPARTO DI DIGESTIONE ANAEROBICA E UPGRADING PER
LA PRODUZIONE DI BIOMETANO**

STUDIO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA C.I.G.: 7988540FBD

Committente:

Contarina S.p.A.

Via Vittorio Veneto, 6
31027 Lovadina di Spresiano (TV)

Progettista:



0.0	18/12/2019	E. Martini	F. Seni M. Martella	L. Bianchi	Prima emissione
REV.	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	DESCRIZIONE
Codice elaborato: DOC 2.1		Titolo elaborato: RELAZIONE GEOLOGICA			

1. INTRODUZIONE	3
2. RIFERIMENTI NORMATIVI E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO... 3	
2.1. Riferimenti Normativi.....	3
2.2. Documentazione di riferimento.....	3
3. LOCALIZZAZIONE DEL SITO	4
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO.....	6
5. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO	12
6. INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO	14
6.1. Prova Penetrometrica Dinamica (D.P.S.H)	15
6.1.1. Ricostruzione stratigrafica.....	16
6.2. Sondaggi geognostici.....	19
6.3. Prove Standard Penetration Test (S.P.T.)	20
6.4. Indagine sismica con metodologia M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves).....	23
6.4.1. Masw (Multichannel Analysis of Surface Waves)	23
6.4.2. Risultati dell'indagine	24
6.5. Indagine sismica passiva a stazione singola.....	26
6.5.1. Analisi delle misure eseguite	28
7. CLASSIFICAZIONE SISMICA	30
7.1 Indagine sismica passiva a stazione singola.....	30
7.1.1. Analisi delle misure eseguite	32
8. CONCLUSIONI	34
INDICE DELLE FIGURE.....	35
INDICE DELLE TABELLE	36
INDICE ALLEGATI.....	37

1. INTRODUZIONE

La realizzazione di un impianto di digestione anaerobica della FORSU e upgrading del biogas per la produzione di biometano, da realizzarsi presso l'impianto di compostaggio di Contarina S.p.A., situato nel Comune di Trevignano (TV), richiede uno studio geologico e geotecnico dell'area di intervento.

Contarina S.p.A. ha eseguito un'indagine geologica e geotecnica nell'area dove è prevista la realizzazione dell'impianto di digestione anaerobica, allo scopo di definire il modello geologico del sito attraverso la ricostruzione dei caratteri litostratigrafici, idrogeologici, geomorfologici e strutturali dell'area.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

2.1. Riferimenti Normativi

Il lavoro è stato svolto secondo quanto previsto dalle vigenti normative in materia:

- D.M. 17.01.18 – Aggiornamento NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI.
- ORDINANZA n° 3274 del 20.03.03 – PRIMI ELEMENTI IN MATERIA DI CRITERI GENERALI PER LA CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE E DI NORMATIVE TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA.
- ORDINANZA DEL P.C.M. 28 APRILE 2006 N. 3519 – CRITERI GENERALI PER L'INDIVIDUAZIONE DELLE ZONE SISMICHE E PER LA FORMAZIONE E L'AGGIORNAMENTO DEGLI ELENCHI DELLE MEDESIME ZONE;
- DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA DELLA REGIONE VENETO N. 96/CR DEL 7 AGOSTO 2006 – PROPOSTA DI ADOZIONE DEL PROVVEDIMENTO DI CUI ALLA SUDETTA O.P.C.M. N. 3519/06.

2.2. Documentazione di riferimento

Nella presente relazione si farà riferimento alla presente documentazione:

- Relazione rif. C4515 – geot "Relazione Geologica e di Caratterizzazione Geotecnica, 16/01/2018;
- Carta geologica d'Italia – Foglio 38 "Conegliano" – in scala 1:100.000;
- Carta litologica– P.A.T. "Paese" – in scala 1:10.000;
- Carta geomorfologica del Veneto in scala 1:250.000;
- Carta geomorfologica – P.A.T. "Paese" – in scala 1:10.000.

3. LOCALIZZAZIONE DEL SITO

L'area oggetto di intervento è situata in adiacenza all'impianto di compostaggio esistente di *Contarina S.p.A.* localizzato nel comune di Trevignano (TV); l'area d'interesse si trova a circa 200 m dalla strada Feltrina ed è a questa collegata da una strada a servizio di quella zona dell'area produttiva.

Il sito si inserisce in un territorio che si presenta complessivamente pianeggiante con quote che variano da 67 e 68 m s.l.m. circa nelle immediate vicinanze dell'intervento (Figura 1), ed è identificato al catasto terreni del Comune di Paese al foglio 21, mappali n. 12 e 13 (Figura 2), Superficie di 21.720 m².



Figura 1. Immagine satellitare del sito in esame (in rosso)

L'area in esame ricade all'interno della Carta Tecnica Regionale n. 105061 del Veneto, di cui se ne riporta un estratto in Figura 3.



Figura 2. Estratti mappe catastali (Foglio n.21 del C.C. di Trevignano e Foglio n.1 del C.C. di Paese) con indicati i mappali parzialmente interessati dall'intervento

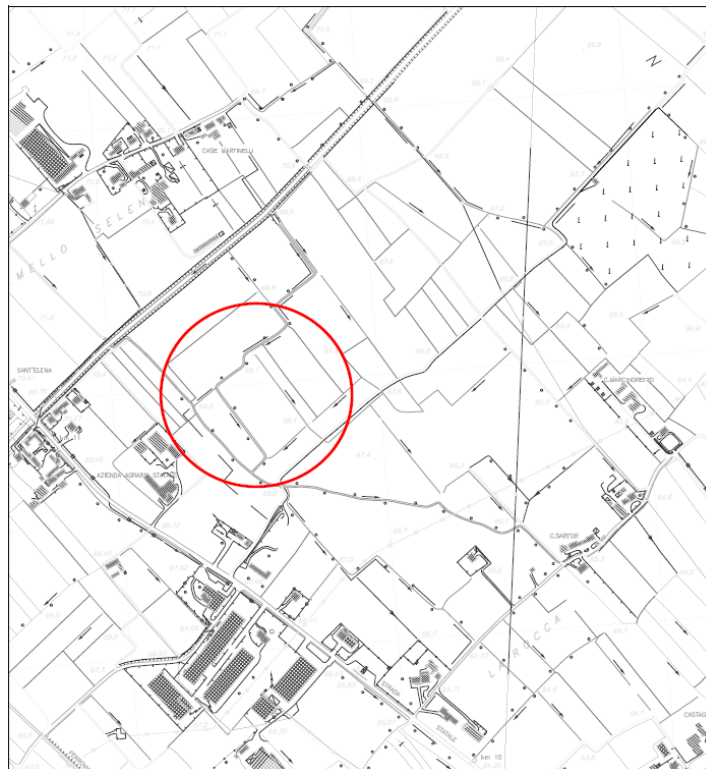


Figura 3. Estratto C.T.R n. 105061 (Regione Veneto)

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

La Pianura Veneta, di cui fa parte il territorio in esame, è costituita da una coltre di depositi alluvionali del Quaternario, senza soluzione di continuità, di origine essenzialmente fluviale – fluvioglaciale.

La deposizione di tali materiali sciolti si deve principalmente all'attività dei fiumi che hanno interessato questa porzione di territorio come il Fiume Piave. L'azione di questi corsi d'acqua iniziò contemporaneamente con le prime fasi orogeniche alpine. I fiumi veneti in uscita dalle valli montane hanno depositato, durante il Pleistocene e l'Olocene, i detriti trasportati creando grandi conoidi legate le une alle altre: tra di esse non esistono linee di separazione nette poiché durante la loro formazione si sono più volte incrociate, sovrapposte, anastomizzate a causa del mutare frequente del corso dei fiumi. Dal punto di vista stratigrafico è perciò presente una notevole variabilità di materiali, legata ai vari cicli di deposizione ed alle diverse correnti dominanti.

Valutando il territorio nel suo insieme, si possono individuare situazioni stratigrafiche ed idrogeologiche tipiche che caratterizzano, seppure orientativamente, intere fasce della pianura veneta. Queste fasce, che definiscono l'alta, la media e la bassa pianura, hanno caratteristiche abbastanza omogenee e si susseguono da N a S dalle Prealpi al Mare Adriatico: esse si sviluppano per tutta l'estensione della Pianura Veneta e Friulana, in direzione subparallela rispetto al limite dei rilievi montuosi ed alla linea attuale di costa e perpendicolarmente ai corsi d'acqua.

Nell'alta pianura, a ridosso dei rilievi prealpini (150÷200 m s.l.m.) dove i fiumi sboccano dai bacini montani, si estende una fascia larga da 5 a 20 km costituita da alluvioni ghiaiose di origine fluviale e fluvio-glaciale praticamente indifferenziate fino al substrato roccioso. Il litotipo prevalente è costituito da ghiaie grossolane di natura carbonatica generalmente associate a sabbie grossolane; localmente si rinvencono anche sottili intercalazioni limoso-argillose e livelli ghiaiosi con diverso grado di cementazione.

Procedendo verso S e SE (media pianura) si assiste ad una progressiva diminuzione del materiale ghiaioso grossolano e ad un conseguente aumento dei litotipi sabbiosi a granulometria variabile da grossa a media di origine prevalentemente fluviale, alternati a sabbie argillose, limi e argille di origine marina; i livelli ghiaiosi si esauriscono quasi completamente dopo qualche decina di chilometri, mentre quelli più profondi si spingono generalmente molto a sud, e in qualche raro caso fino al di sotto delle lagune adriatiche.

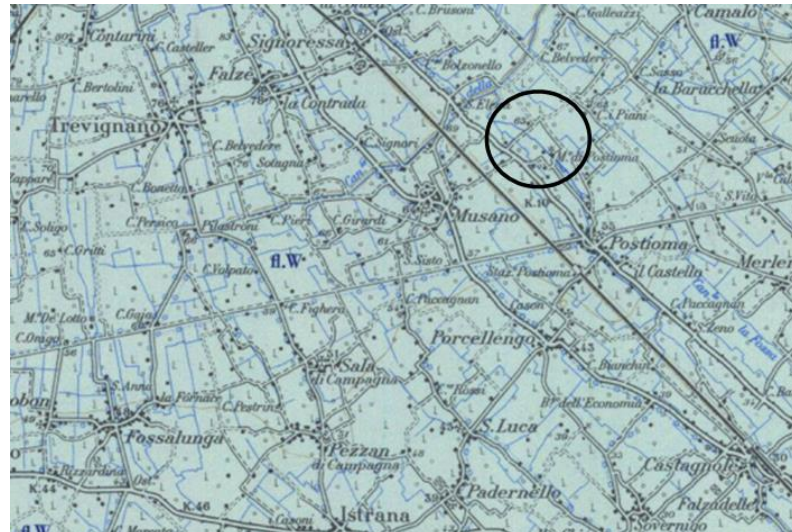
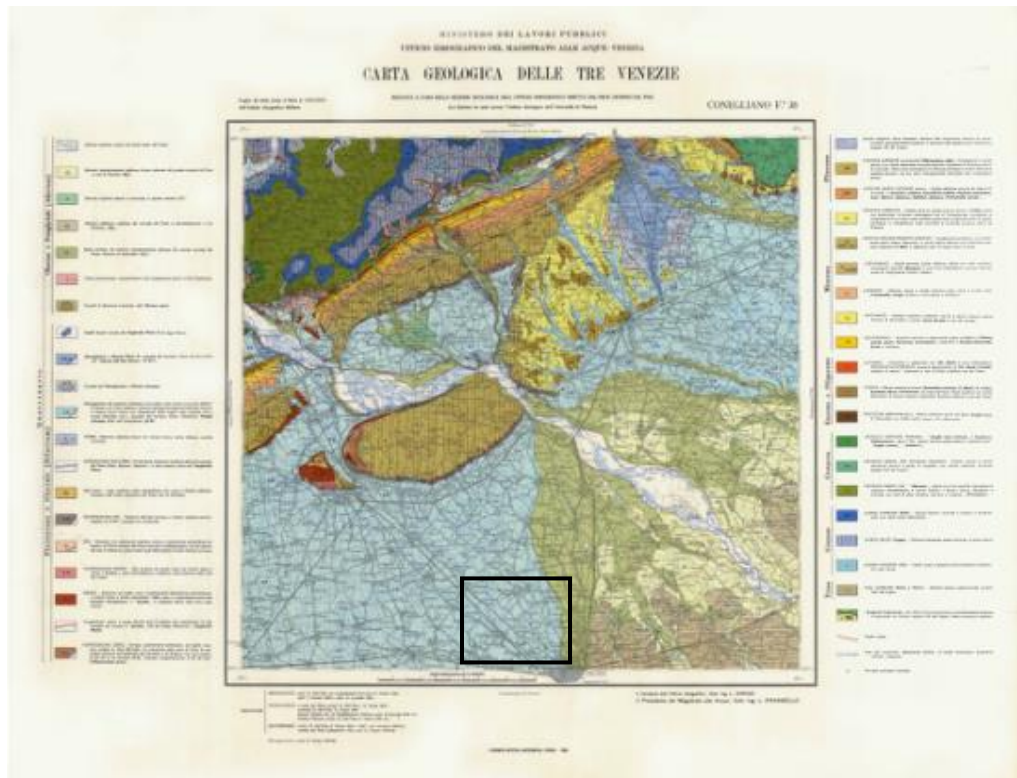
Infine la bassa pianura, appare caratterizzata da alternanze di spessi orizzonti limoso-argillosi con livelli sabbiosi di potenza limitata e generalmente a granulometria fine, di origine prevalentemente marina (Pleistocene). Risultano rari i letti ghiaiosi mentre quelli sabbiosi mostrano bassi valori di permeabilità e di produttività.

Si riporta di seguito l'inquadramento geologico e geomorfologico del sito in esame sulle seguenti cartografie ufficiali:

- Carta geologica d'Italia – Foglio 38 "Conegliano" – in scala 1:100.000 (Figura 4);

- Carta litologica– P.A.T. “Paese” – in scala 1:10.000 (Figura 5);
- Carta geomorfologica del Veneto in scala 1:250.000 (Figura 6);
- Carta geomorfologica – P.A.T. “Paese” – in scala 1:10.000 (Figura 7).

REALIZZAZIONE DEL COMPARTO DI DIGESTIONE ANAEROBICA E UPGRADING PER LA PRODUZIONE DI BIOMETANO
STUDIO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA
RELAZIONE GEOLOGICA



Fluvioglaciale del massimo würmiano (raccordato alle cerchie moreniche Würm I di Quero e di Colle Umberto). Alluvioni ghiaiose (fluvioglaciali dell'alta Pianura, a terreno bruno talora con dilavamento delle argille rosse carsiche site a monte (Montello ecc.); scarpate del terrazzo (Pieve, Valmarino). **Pluviale würmiano** delle valli extraglaciali (pl.W).

Figura 4. Individuazione del sito in esame (cerchio nero) su Foglio 38 "Conegliano" e relativo estratto – Carta geologica d'Italia – scala originaria 1:100.000



LEGENDA

AMBITI

..... Confini comunali

PERIMETRAZIONI







-  Propensione sismica
-  Propensione elettrica
-  Prova penetrometrica
-  Sondaggi
-  Trincea esplorativa
-  Alluvioni fluvio-glaciali

Figura 5. Individuazione del sito in esame (cerchio rosso) su estratto Carta litologica – PAT di Paese – scala originaria 1:10.000

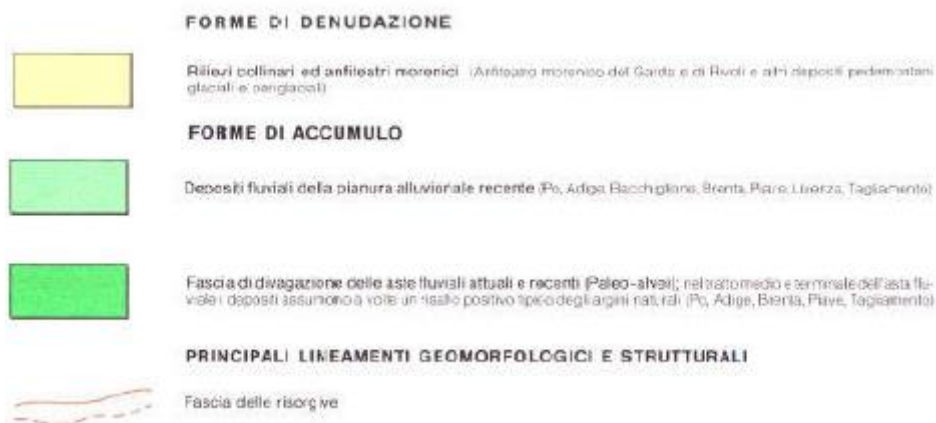
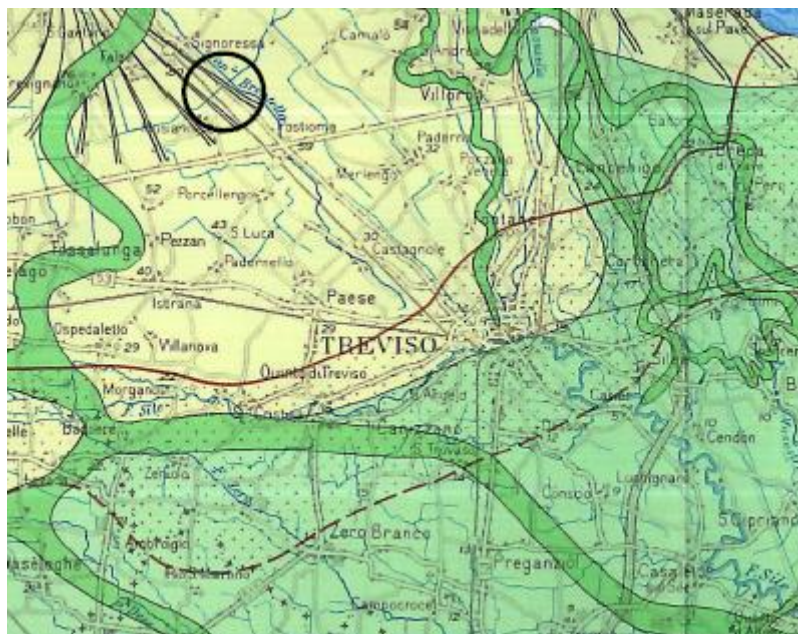


Figura 6. Individuazione del sito in esame (cerchio nero) su Carta Geomorfologica del Veneto – scala originaria 1:250.000



LEGENDA

AMBITI

..... Confini comunali

□ Limite ZTO P.R.G. vigente

PERIMETRAZIONI

— Discarica attiva e/o con ricomposizione ambientale non ancora ultimata



Discarica 2A



Discarica di RSU



Discarica rifiuti speciali



Orlo di scarpata di cava attiva



Orlo di scarpata di cava dismessa, abbandonata, estinta

R1 Aree di cava colmate totalmente e/o parzialmente con rifiuti

□ Cava e/o ex cave con falda affiorante

A1 Aree depresse in pianura alluvionale

~ Principali correnti fluvio-glaciali del Piave Wurmiano

□ Scarpata di strada in trincea

Figura 7. Individuazione del sito in esame (cerchio rosso) su estratto Carta geomorfologica – PAT di Paese – scala originaria 1:10.000

5. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

La costituzione litostratigrafica del sottosuolo della Pianura Veneta determina l'esistenza di differenti situazioni idrogeologiche.

Il materasso ghiaioso grossolano nella zona pedemontana è riconducibile alle attività dei principali fiumi (Piave e Brenta).

Il passaggio tra l'alta e la media pianura e cioè tra l'acquifero freatico indifferenziato a nord ed il sistema multi-falde in pressione a sud avviene in modo graduale attraverso una zona di transizione che coincide arealmente con la fascia di restituzione dei fontanili, o "zona delle risorgive", in corrispondenza della quale la falda freatica del sistema indifferenziato affiora spontaneamente nei punti più depressi.

In corrispondenza della fascia delle risorgive, che definisce la media pianura, nei primi 60-100 m di sottosuolo prevalgono ancora le ghiaie grossolane, tuttavia compaiono i primi livelli impermeabili limoso-argillosi che sono in genere poco potenti (raramente superano i 10-15 m di spessore) e molto discontinui. Tale situazione litostratigrafica determina la presenza di un sistema multi-falde, costituito da un acquifero freatico a debole profondità (non sempre presente) e da più falde in pressione.

La ricarica dell'acquifero indifferenziato è determinata essenzialmente dalla dispersione in alveo che si verifica allo sbocco in pianura dei principali corsi d'acqua. Altri fattori contribuiscono all'alimentazione della falda freatica indifferenziata: l'infiltrazione diretta delle precipitazioni, dove il materasso ghiaioso, molto permeabile, è coperto solo da un sottile strato di terreno vegetale; l'infiltrazione dovuta alla irrigazione e ai canali non impermeabilizzati della rete irrigua. L'alimentazione del sistema multi-falde in pressione proviene dall'acquifero freatico indifferenziato.

Dal punto di vista geologico e idrogeologico generale il territorio comunale di Paese si inserisce al margine meridionale dell'alta pianura veneta, al passaggio verso la fascia dei fontanili, si pone pertanto nella fascia terminale di passaggio dai depositi ghiaiosi che costituiscono il materasso alluvionale indifferenziato al sistema multistrato della bassa pianura dove i livelli di materiali fini divengono via via prevalenti.

La Carta idrogeologica del territorio comunale di Paese, di cui si riporta un estratto in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, colloca la zona in esame immediatamente a monte dell'isofreatica di 28 m s.l.m.m.; da questo dato di stima quindi che la soggiacenza risulta circa dell'ordine di 40 m dal piano campagna.

Le isofreatiche si dispongono con direzione SO-NE, evidenziando una direzione di deflusso tendente verso SE.

Il corso d'acqua che maggiormente ha influenzato i processi deposizionali dell'area di studio è il fiume Piave, che scorre con direzione all'incirca NNO-SSE ad est di Treviso, ed è caratterizzato dalla tipica morfologia di un fiume allo sbocco in pianura, con alveo molto ampio a canali anastomizzati (braided)

caratterizzato da alluvioni ciottolose, solcate da una rete di canali appena incisi con trasporto di materiale sul fondo. Procedendo verso sud verso il mare il corso del fiume assumerà un andamento meandriforme con modalità deposizionali tipiche di ambienti ad energia più ridotta.



LEGENDA

AMBITI

..... Confini comunali

Limite ZTO P.R.G. vigente

PERIMETRAZIONI

- Pozzo acqua minerale con falda risaliente
- Pozzo con falda risaliente
- Pozzo freatico
- Pozzo acquedottistico con falda risaliente
- Pozzo freatico acquedottistico
- Pozzo acquedottistico non utilizzato
- Piezometro in falda freatica
- Pozzo di cui non si conoscono le caratteristiche costruttive
- Pozzi in osservazione periodica da parte del Magistrato delle Acque

- 10 Linea isofreatica e sua quota in mt s.l.m.
- Direzione di flusso della falda freatica
- Area con falda affiorante
- Canale d'acqua secondario
- Canale d'acqua principale
- Terreni molto permeabili

Figura 8. *Individuazione del sito in esame (cerchio rosso) su estratto Carta idrogeologica – PAT di Paese – scala originaria 1:10.000*

6. INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO

Contarina S.p.A. ha provveduto a realizzare un'indagine geologica e geotecnica nell'area di intervento al fine di caratterizzare dal punto di vista geotecnico e sismico i terreni costituenti il sottosuolo dell'area. I risultati riportati nella relazione Rif. C4515 – geot "Relazione Geologica e di Caratterizzazione Geotecnica del 16/01/2018 (**Allegato 1**)", sono di seguito riportati.

Nell'area di interesse, ai soli fini dello Studio di Fattibilità, sono state eseguite le seguenti indagini geognostiche:

- n. 8 prove penetrometriche dinamiche (DPSH);
- n. 1 sondaggio geognostico S1 con n. 5 prove SPT in foro;
- n. 1 indagine sismica tipo MASW;
- n. 1 indagine sismica tipo passivo a stazione singola (T1).

Un approfondimento andrà necessariamente eseguito in fase di progettazione definitiva, se necessario.

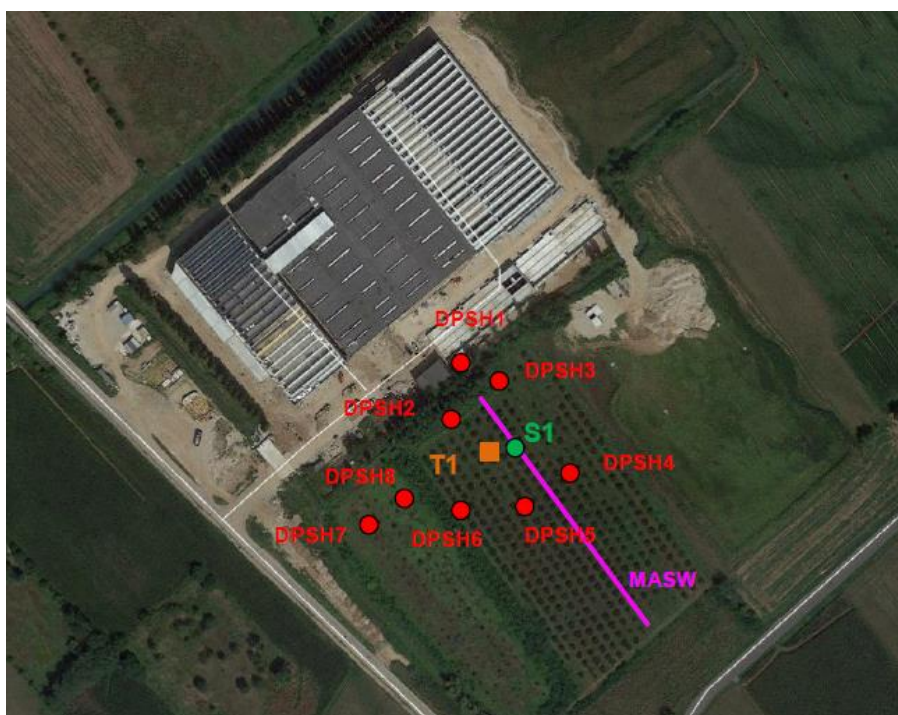


Figura 9. *Ubicazioni delle campagne di indagini geognostiche eseguite nel sito in esame*

6.1. Prova Penetrometrica Dinamica (D.P.S.H)

La prova è consistita nell'infissione di aste, graduate ad intervalli di 20 cm con peso pari a 6,2 kg per metro lineare, mediante un maglio di peso e altezza di caduta standard, rispettivamente pari a 63,5 kg e 0,75 m. La punta utilizzata ha avuto un diametro pari a 51 mm ed un angolo di apertura pari a 60°. Essendo la prova standardizzata, è stato possibile determinare le caratteristiche dei terreni misurando il numero di colpi necessari ad infiggere di 20 cm la batteria di aste.

Poiché le correlazioni empiriche esistenti in letteratura tra i risultati di una prova penetrometrica dinamica ed i principali parametri geotecnici del terreno fanno riferimento essenzialmente alle prove SPT, è stata applicata una correzione ai risultati delle prove DPSH, per tenere conto delle diverse modalità esecutive. Ciò viene fatto secondo due criteri differenti.

Correzione sulla base delle differenti modalità esecutive: penetrometri con caratteristiche differenti rispetto alla SPT (peso del maglio, volata, area della punta, ecc.) comportano energie di infissione ovviamente differenti; per rapportare il numero di colpi della SPT con quelli del dinamico continuo diversi Autori propongono l'applicazione del seguente fattore correttivo:

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

con:

M2 = peso del maglio SPT (63,5 kg);

H2 = volata del maglio SPT (75 cm);

P12 = passo di lettura SPT (15 cm);

Ap2 = area della punta SPT (20,4 cm²);

M1 = peso del maglio del dinamico continuo;

H1 = volata del maglio del dinamico continuo;

P11 = passo di lettura del dinamico continuo;

Ap1 = area della punta del dinamico continuo.

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

$$NSPT = C_f \times NDPSH$$

Correzione sulla base delle litologie incontrate: si è dimostrato, nelle correlazioni SPT-SCPT, che generalmente il rapporto fra il numero dei colpi misurato con i due strumenti (N_{spt}/N_{scpt}) tende a 1 per granulometrie grossolane, mentre tende a crescere per granulometrie più fini; si suggeriscono le seguenti correlazioni proposte in letteratura:

Correlazione			Litologia
N_{SPT}	= 1	X N_{DPSH}	Ghiaie e ghiaie sabbiose
N_{SPT}	= 1.25	X N_{DPSH}	Sabbie e ghiaie con fine plastico
N_{SPT}	= 1.5	X N_{DPSH}	Sabbie con molto fine
N_{SPT}	= 2	X N_{DPSH}	Limi
N_{SPT}	= 2.5	X N_{DPSH}	Argille limose/sabbiose
N_{SPT}	= 3	X N_{DPSH}	Argille

Tabella 1. Tabella numero colti SPT con litologia

6.1.1. Ricostruzione stratigrafica

Le tabelle che seguono riportano l'interpretazione litologica ed i parametri geotecnici stimati dalle prove penetrometriche eseguite in sito.

I parametri geotecnici forniti sono da considerarsi come dati medi, stimati sulla base delle elaborazioni eseguite e sulle conoscenze dei terreni dell'area.

DPSH1

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,60	Argilla limosa	-	0,5 – 0,6
0,60 – 1,20	Limo argilloso e sabbioso con elementi ghiaiosi	30 – 31	-
1,20 – 2,60	Sabbia e ghiaia	36 – 38	-
>2,60	Ghiaia con ciottoli	>40	-

Tabella 2. Risultati DPSH1

DPSH2

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,40	Argilla limosa	-	0,6 – 0,7
0,40 – 1,80	Sabbia e ghiaia	35 – 36	-
>1,80	Ghiaia con ciottoli	>40	-

Tabella 3. Risultati DPSH2

DPSH3

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,60	Argilla limosa	-	0,6
0,60 – 1,80	Sabbia e ghiaia	32 – 33	-
1,80 – 2,60	Ghiaia con sabbia	35 - 36	-
>2,60	Ghiaia con ciottoli	>40	-

Tabella 4. Risultati DPSH3

DPSH4

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,60	Argilla limosa	-	0,6 – 0,7
0,60 – 1,60	Sabbia e ghiaia	32 – 33	-
1,60 – 2,40	Ghiaia con sabbia	>40	-
>2,40	Ghiaia con ciottoli	>40	-

Tabella 5. Risultati DPSH4

DPSH5

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,60	Argilla limosa	-	0,5 – 0,6
0,60 – 1,40	Sabbia e ghiaia	31 – 32	-
1,40 – 2,20	Ghiaia con sabbia	36 – 38	-
2,20 – 3,20	Ghiaia con ciottoli	>40	-

Tabella 6. Risultati DPSH5

DPSH6

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,60	Argilla limosa	-	0,5 – 0,6
0,60 – 1,80	Ghiaia e sabbia	35 – 36	-
1,80 – 2,60	Ghiaia con sabbia	>40	-
>2,60	Ghiaia con ciottoli	>40	-

Tabella 7. Risultati DPSH6

DPSH7

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,60	Argilla limosa	-	0,5 – 0,6
0,60 – 1,00	Sabbia con pochi elementi ghiaiosi	30 – 31	-
1,00 – 2,60	Ghiaia con sabbia	35 – 36	-
>2,60	Ghiaia con ciottoli	>40	-

Tabella 8. Risultati DPSH7

DPSH8

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,60	Argilla limosa	-	0,5 – 0,6
0,60 – 2,20	Ghiaia con sabbia	34 – 35	-
2,20 – 3,00	Ghiaia	>40	-
>3,00	Ghiaia con ciottoli	>40	-

Tabella 9. Risultati DPSH8

Al termine delle prove penetrometriche non è stata rilevata presenza di acqua in foro; la profondità della falda dal piano campagna nel territorio in esame è di circa -40 m.

6.2. Sondaggi geognostici

All'interno del sito in esame è stato condotto n. 1 sondaggio geotecnico denominato S1 che ha raggiunto la profondità di indagine di 15,00 m dal piano campagna; la sua ubicazione è schematizzata in **Figura 9**.

Il sondaggio è stato eseguito con una perforatrice idraulica a rotazione cingolata "COMACCHIO MC 450 P" con perforazione a carotaggio continuo, utilizzando la suddetta sonda a rotazione con un carotiere semplice con Ø 101 mm e rivestimenti provvisori metallici con Ø 127 mm.

Dopo l'estrazione, le carote sono state riposte in apposite cassette catalogatrici, ognuna in grado di contenere 5 m lineari di sondaggio; su ogni cassetta sono state apposte le seguenti informazioni:

- denominazione del cantiere e del committente;
- sigla sondaggio;
- progressive di perforazione;
- data di escavazione del sondaggio.

Ciascuna cassetta è stata fotografata per documentare le caratteristiche dei terreni attraversati.

L'esame delle carote recuperate dal sondaggio ha permesso l'identificazione di intervalli della successione stratigrafica macroscopicamente omogenei (strati), costituiti cioè o da un tipo di terreno predominante o da alternanze più o meno regolari di terreni differenti. Definita la successione degli strati è stata redatta la descrizione geotecnica in accordo con le specifiche tecniche e le Raccomandazioni AGI (1977).

La scheda stratigrafica del sondaggio, con relativa documentazione fotografica, è inserita nell'Allegato 2 della Relazione rif. C4515 – geot "Relazione Geologica e di Caratterizzazione Geotecnica (Allegato 1).

6.3. Prove Standard Penetration Test (S.P.T.)

Durante l'esecuzione del sondaggio sono state eseguite n. 5 prove SPT in foro di sondaggio.

L'esecuzione delle prove avviene utilizzando un campionatore di tipo Raymond o una punta rigida, in base alla tipologia di terreno. L'attrezzatura impiegata, in accordo alle Raccomandazioni AGI, è costituita da un maglio del peso di 63,5 kg, predisposto per la caduta da un'altezza di 0,76 m. Le aste di collegamento del maglio al campionatore terminale hanno un peso proprio pari a 7,2 kg/m.

L'esecuzione della prova è avvenuta secondo le seguenti modalità:

- perforazione a carotaggio;
- estrazione della batteria di perforazione;
- stabilizzazione delle pareti del foro con tubi di rivestimento metallico, con arresto della corona ad una quota superiore di circa 10 cm rispetto a quella prevista, di inizio prova;
- discesa nel foro della batteria di aste con annesso campionatore;
- controllo della quota di arresto della batteria di prova;
- identificazione di 3 tratti contigui, di 15 cm ciascuno, lungo la porzione di batteria sporgente in superficie;
- collegamento del dispositivo di percussione (maglio) alla batteria di prova;
- inizio della prova: il campionatore viene infisso nel terreno per mezzo di colpi impressi con la massa battente, ad un ritmo di percussione prossimo a 25 colpi al minuto. I colpi vengono contati in successione, avendo cura di separare il numero di colpi necessari per l'avanzamento del campionatore per i tre tratti consecutivi di 15 cm (45 cm complessivi).

Il superamento dei 50 colpi in uno dei tratti di prova determina il rifiuto della prova stessa da parte del terreno indagato.

I risultati delle S.P.T. vengono indicati sempre nell'Allegato 2 della relazione allegata (Allegato 1).

I valori di NSPT vengono corretti per tener conto della pressione del terreno sovrastante secondo l'espressione:

$$N_1 = C_n \times N$$

con

$$C_n = 3 / (2 + \sigma'_{v0} / \text{Pa})$$

Per ciò che riguarda il dispositivo di infissione si è considerato un rendimento medio pari al 65%.

L'interpretazione dei valori di D_r viene fatta utilizzando la formula:

$$(N')_{60} / D_r^2 = A$$

con

$A = 55$ per sabbie fini;

$A = 60$ per sabbie medie;

$A = 65$ per sabbie grossolane.

L'interpretazione dei valori di Φ viene fatta utilizzando la formula:

$$\Phi' = a + b D_r$$

con, in questo caso:

$a = 38$

$b = 0,08$

Il valore di NSPT è dato dalla somma dei colpi ottenuti nel 2° e 3° tratto (ultimi 30 cm), che vengono annotati nel rapporto di prova.

L'interpretazione dei valori di N' viene confrontata utilizzando i diagrammi:

1. Gibbs-Holtz (1957) che fornisce il valore di D_r in funzione di σ' e di N' ;

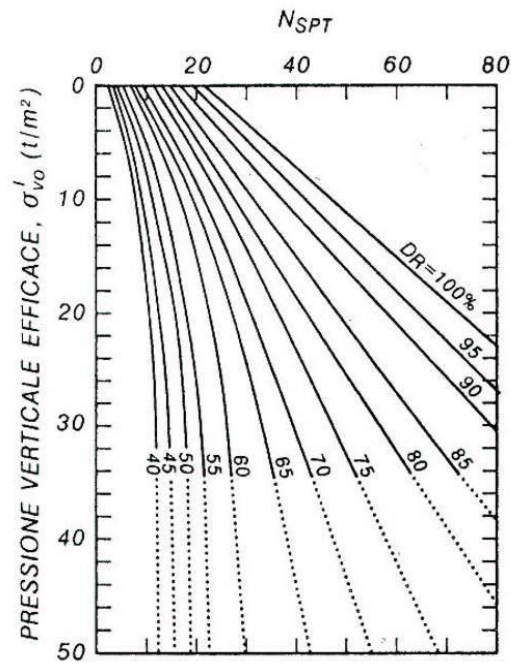


Figura 10. Diagramma Gibbs-Holtz

2. De Mello (1971) che fornisce il valore di ϕ' di picco in funzione di σ' e N' ;

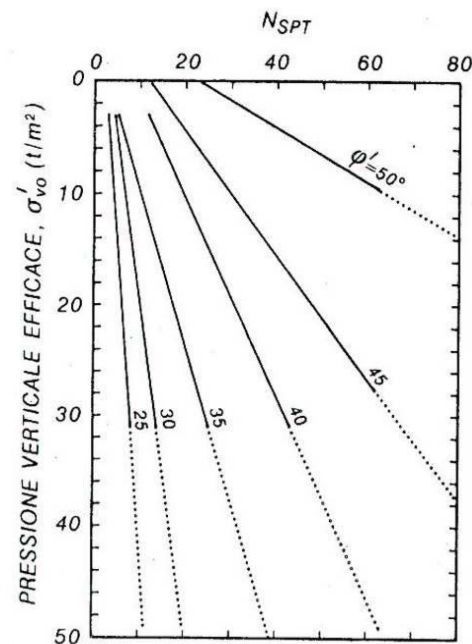


Figura 11. Diagramma De Mello

Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati dell'interpretazione effettuata sui dati delle prove SPT eseguite in ciascuno dei fori di sondaggio.

SPT - Sondaggio S1

Prova n°	Quota (m)	N _{SPT}	N _{SPT} corretto	Dr (%)	ϕ (°)
1	3,00 – 3,45	99	99	100	44
2	6,00 – 6,45	77	77	100	44
3	9,00 – 9,45	84	84	100	44
4	12,00 – 12,45	50	50	76	42
5	15,00 – 15,45	93	93	97	44

Tabella 10. Risultati SPT – Sondaggio S1

A scopo geotecnico cautelativo, visti i valori sovrastimati delle correlazioni, per i terreni sabbiosi ghiaiosi che si rilevano oltre i primi 3 metri circa dal p.c. possono essere considerati angoli di attrito interno mediamente pari a 36°.

6.4. Indagine sismica con metodologia M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves)**6.4.1. Masw (Multichannel Analysis of Surface Waves)**

La tecnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) si basa sull'elaborazione delle proprietà spettrali delle onde di superficie (Rayleigh o pseudo-Rayleigh) per la costruzione di un modello verticale di velocità di propagazione delle onde di taglio (Vs).

Tramite l'analisi della velocità di propagazione delle onde di superficie, si determina un profilo di rigidezza del sito che consente di stimare indirettamente la distribuzione delle Vs.

La prova consiste nel produrre in superficie del terreno una sollecitazione dinamica verticale e nel registrare le vibrazioni prodotte, in superficie, a distanze note e prefissate.

L'interpretazione dei segnali rilevati e la conseguente stima del profilo di rigidezza può scomporsi in due fasi fondamentali:

- deduzione della curva di dispersione (velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza) caratteristica del sito in esame;
- processo di inversione, finalizzato a ottenere partendo dalla curva suddetta una stima del profilo di rigidezza a essa associato.

Ai fini di questa prova, di tutte le componenti di moto prodotte nel terreno dalla sorgente, interessano quelle che si trasmettono lungo la superficie (onde superficiali) e di queste quelle di Rayleigh, polarizzate sul piano verticale e caratterizzate da componenti sia longitudinali sia trasversali.

Tali onde si propagano lungo fronti d'onda cilindrici, coassiali rispetto alla sorgente, con attenuazione proporzionale all'inverso della radice di r (dove r è la distanza dalla sorgente); poichè l'attenuazione delle onde di volume è proporzionale a $1/r$, a distanze non molto grandi le onde di superficie tendono a prevalere nettamente su quelle di volume.

La velocità V_R risulta sperimentalmente assai prossima a quella delle onde di taglio V_s (variando in funzione del coefficiente di Poisson tra 0,86 e 0,95).

La configurazione utilizzata per l'esecuzione delle MASW era composta di 24 geofoni con spaziatura geofonica di 2 m e punto di energizzazione delle onde sismiche a 2 m dal primo geofono; la sorgente sismica utilizzata è stata una massa battente di 8kg.

I dati sono stati elaborati tramite il software "Easy MASW" prodotto da Geostru: per un i dettagli si rimanda all' Allegato 3 della relazione geologica allegata (Allegato 1).

6.4.2. Risultati dell'indagine

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (come riportato nel vigente D.M. 17 gennaio 2018), si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In mancanza di tali analisi, si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, viene valutato il parametro denominato "Velocità Equivalente", calcolata in modo analogo alla precedente $V_{s,30}$, che invece di estendere la media pesata fino ai 30 m di profondità, viene valutata entro una profondità H (pari a 30 m o inferiore). La discriminante della profondità H è il raggiungimento del "substrato" caratterizzato da velocità superiori agli 800 m/s.

I valori di V_s sono quindi ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono stati valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito.

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

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

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

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

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

L'analisi delle onde Rayleigh con tecnica MASW viene eseguita tramite l'indagine spettrale del segnale, eseguendo una doppia trasformata di Fourier, nel dominio del tempo e nello spazio. Il dominio trasformato ($f-k$) viene rappresentato sia in 2D che 3D e consente di evidenziare il segnale prodotto dalle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnale.

Nel dominio trasformato è individuabile la dipendenza della velocità delle onde dalla frequenza e la curva di dispersione è tracciabile considerando, per ciascuna frequenza, l'ampiezza massima dello spettro.

La curva di inversione viene ricavata dall'assegnazione di un modello geotecnico iniziale e confrontata con la curva sperimentale che viene estratta dal software di elaborazione e approssimata ad una funzione polinomiale.

Si riporta di seguito il profilo delle velocità (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) ottenuto dal processo di matching per la migliore sovrapposizione tra la curva di inversione teorica e sperimentale; il profilo delle velocità viene riportato alla pagina seguente.

Dalla modellazione diretta della curva di dispersione del profilo sismico è stato possibile stimare il profilo verticale della V_s nel sito di indagine.

Il valore del parametro $V_{s,eq}$, determinato con l'elaborazione dei dati MASW, è risultato pari 481 m/s.

Dall'analisi dei risultati ottenuti con lo stendimento MASW, ai fini delle prescrizioni della vigente normativa in materia (O.P.C.M 3274/2003 e successive modifiche ed integrazioni e D.M. 14.01.2008) e alla luce di quanto sopra è possibile verificare come il suolo di fondazione del sito oggetto di studio, ricada in **categoria di sottosuolo B**.

A tale categoria appartengono 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.

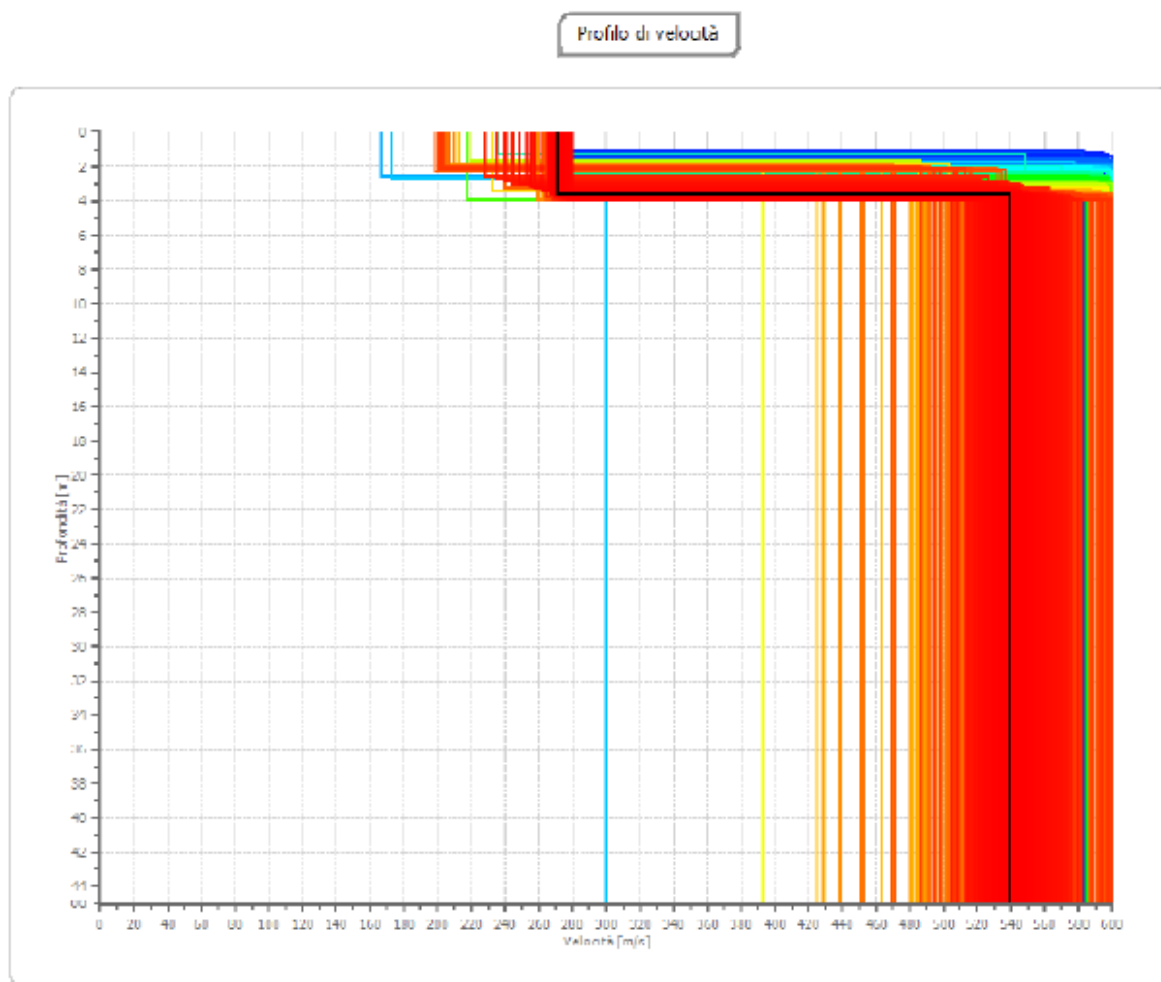


Figura 12. *Profilo di velocità delle onde di taglio derivante da indagine sismica M.A.S.W.*

6.5. Indagine sismica passiva a stazione singola

Come indicato dal vigente D.M. 17 gennaio 2018, al fine di definire le caratteristiche sismiche e stratigrafiche dell'area in questione, è stato utilizzato un tomografo digitale (mod. Tromino ®) che permette di indagare il sottosuolo in modo non invasivo e senza le difficoltà della sismica classica. Le caratteristiche principali della strumentazione utilizzata sono riportati nella tabella seguente.

Il metodo si basa sulla misura del rumore sismico ambientale, che risulta prodotto sia da fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) che dall'attività antropica.

Viene chiamato generalmente microtremore perché riguarda oscillazioni molto piccole, inferiori di diversi ordini di grandezza rispetto a quelle indotte dai terremoti.

I metodi che si basano sull'acquisizione dei microtrempi si dicono passivi in quanto il "rumore" non viene appositamente generato, come avviene invece nel caso della sismica attiva, ma si utilizza appunto il rumore sismico ambientale, sempre presente naturalmente ovunque.

Lo spettro in frequenza del rumore di fondo in un terreno roccioso pianeggiante presenta dei picchi a 0,14 e 0,07 Hz, comunemente interpretati come originati dalle onde oceaniche (vedi Figura 11).

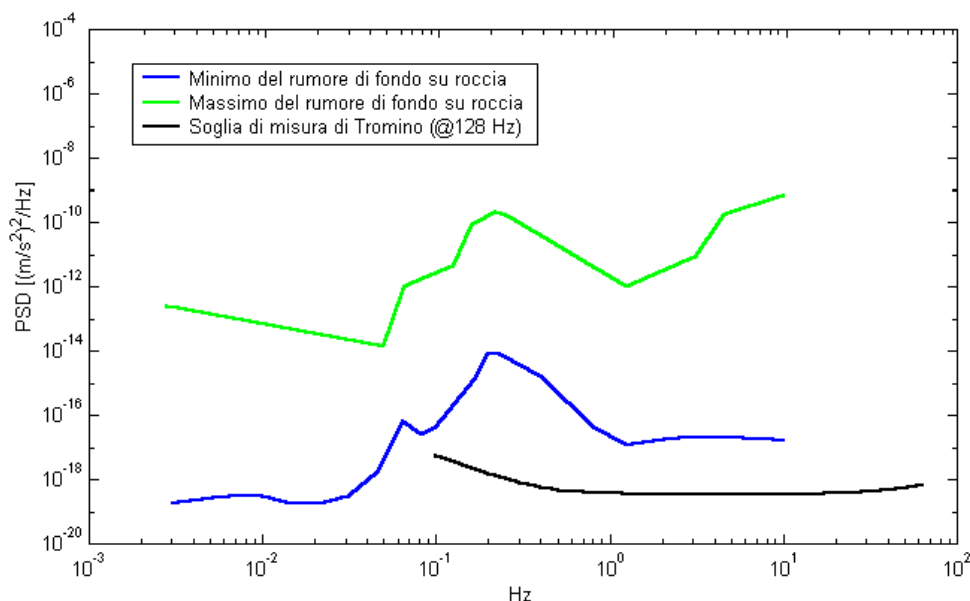


Figura 13. *Modelli standard del rumore sismico massimo (in verde) e minimo (in blu) per la Terra. La linea nera indica la sensibilità strumentale. Gli spettri di potenza sono espressi in termini di accelerazione e sono relativi alla componente verticale del moto.*

Tali componenti spettrali vengono attenuate molto poco anche dopo tragitti di migliaia di chilometri per effetto di guida d'onda. A tale andamento generale, che è sempre presente, si sovrappongono le sorgenti locali, antropiche (traffico, industrie ma anche il semplice passeggiare di una persona) e naturali che però si attenuano fortemente a frequenze superiori a 20 Hz, a causa dell'assorbimento anelastico originato dall'attrito interno delle rocce.

Il rumore di fondo agisce da funzione di eccitazione per le risonanze specifiche sia degli edifici che del sottosuolo.

Pertanto il suo utilizzo per identificare in maniera passiva, non intrusiva e la stratigrafia e la frequenza di risonanza del sottosuolo, nonché le frequenze di risonanza degli edifici, risulta interessante e appropriato alle esigenze di caratterizzazione del sottosuolo richieste dalla nuova normativa.

Dunque, anche il debole rumore sismico, che tradizionalmente costituisce la parte di segnale scartata dalla sismologia classica, contiene informazione.

Questa informazione è però sepolta all'interno del rumore casuale e può essere estratta attraverso tecniche opportune.

La verifica della presenza di frequenze di risonanza e dell'amplificazione del sottosuolo oggetto di intervento risulta molto importante. Infatti, nel caso che la risonanza del suolo di fondazione coincida o sia prossima a quella della struttura si ha una situazione cui porre attenzione dal punto di vista della vulnerabilità sismica, ovvero sostanzialmente un'amplificazione delle sollecitazioni per "doppia risonanza".

La condizione ideale corrisponde ad un edificio dotato di frequenza di risonanza minore di quella del sottosuolo.

6.5.1. Analisi delle misure eseguite

È stata eseguita n. 1 misura di sismica passiva (T1) ubicata come da planimetria alle pagine precedenti; l'analisi completa è riportata nell'Allegato 4 della relazione allegata (Allegato 1).

H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO

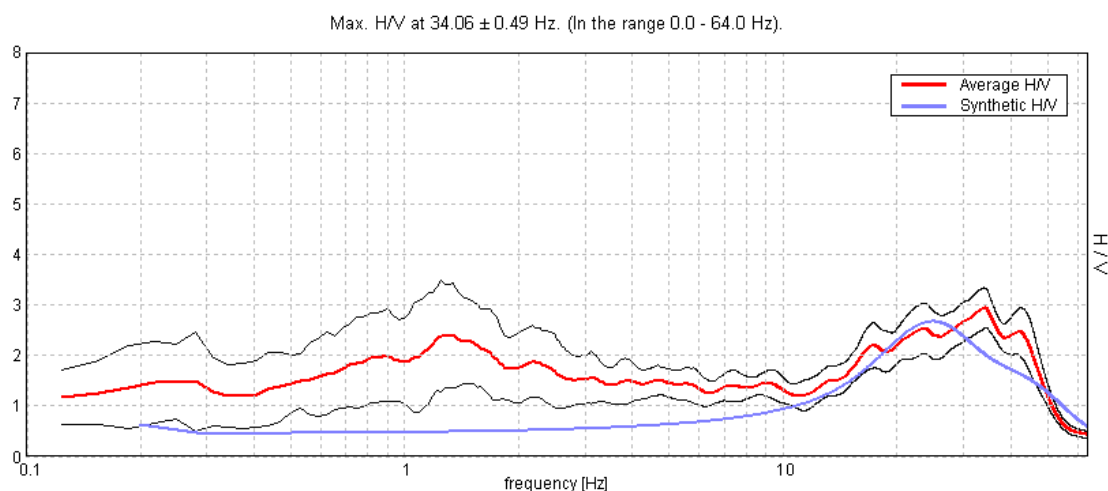


Figura 14. *H/V sperimentale vs H/V sintetico*

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.80	0.80	150	0.35
2.20	1.40	300	0.35
4.20	2.00	390	0.35
inf.	inf.	550	0.35

Tabella 11. *Sismostratigrafia associata al modello H/V sintetico*

Si determina nel caso in esame $V_s eq = 484 \text{ m/s}$, confermando pertanto la categoria di suolo B.

7. CLASSIFICAZIONE SISMICA

Sulla base dell'Ordinanza PCM del 20 Marzo 2003 n. 3274 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di Normative per le costruzioni in zona sismica", il Comune di Paese ed il Comune di Trevignano ricadono in zona sismica 3.

Sulla base dell'Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n. 3519 l'area in esame è caratterizzata da valori di accelerazione massima al suolo a_g , (con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi caratterizzati da valori di $V_{s30} > 800$ m/s) compresi fra 0,175 e 0,200 g.

La Regione del Veneto, con D.G.R. 71 del 22/01/2008, pur confermando per gli aspetti amministrativi la classificazione dei Comuni del Veneto di cui all'allegato I della D.C.R. 67/03, recepisce quanto stabilito dalla O.P.C.M. 3519/06 riguardo le calcolazioni, riferiti alle Norme Tecniche previgenti all'entrata in vigore del D.M. 17/01/2018.

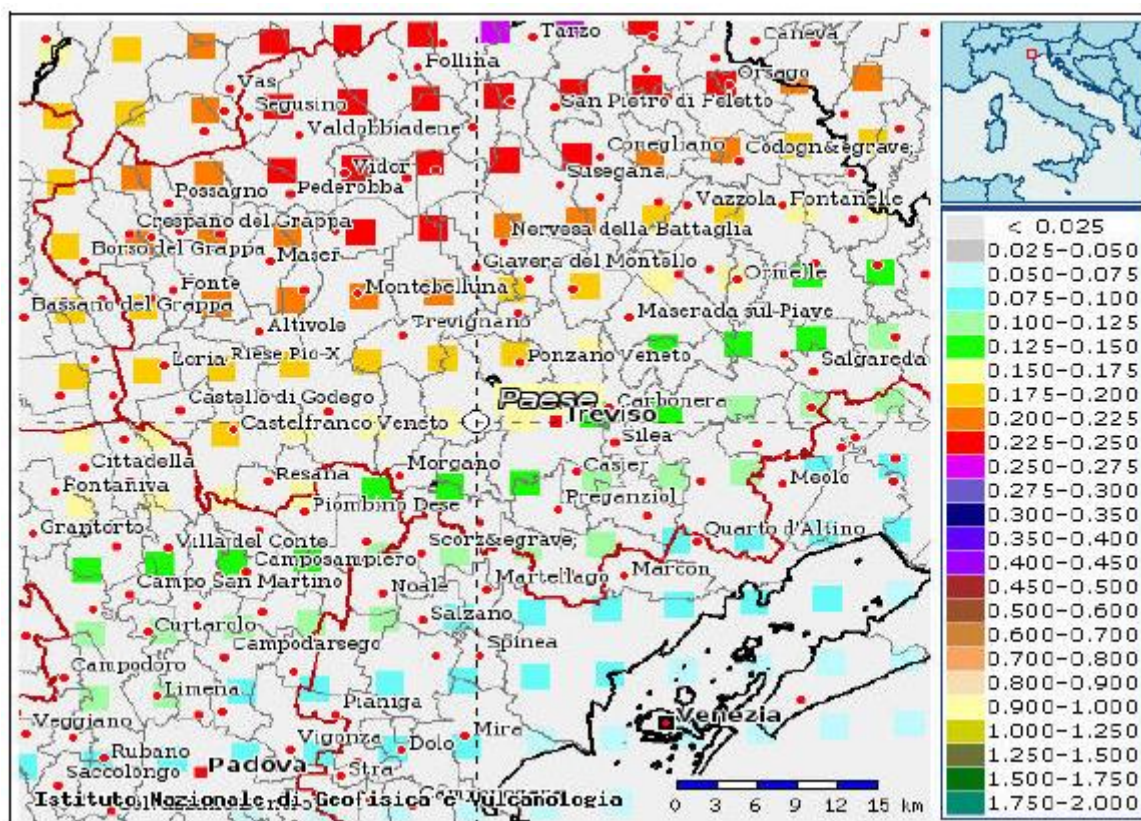


Figura 15. Estratto mappa sismica (OPCM 3519/2006)

7.1 Indagine sismica passiva a stazione singola

Nel D.M. 17/01/2018 l'obiettivo nei riguardi dell'azione sismica è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A) ed in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nella successiva tabella, nel periodo di riferimento VR.

Il periodo di riferimento VR si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale VN per il coefficiente d'uso CU definito, al variare della classe d'uso. La vita nominale VN relativa al presente intervento di progetto è di 50 anni (tipo di costruzione 2 "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale").

La classe d'uso utilizzata è:

Classe II: "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti."

A tale classe corrisponde un coefficiente d'uso CU pari a 1,0.

In questo modo si ottiene un periodo di riferimento V_R di 50 anni.

Le forme degli spettri di risposta sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire 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;

TC*: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nota la vita di riferimento della costruzione V_R e la probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate a ciascuno degli stati limite considerati, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili è possibile ricavare le corrispondenti azioni sismiche. Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni rappresenta il parametro caratterizzante la pericolosità sismica.

Esso è legato a P_{VR} e V_R dalla:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Il sito di interesse ricade nel Comune di Paese (TV) al confine nord, al passaggio con il territorio comunale di Trevignano e presenta le seguenti coordinate:

Coordinate	Datum ED50
Latitudine	45,739088
Longitudine	12,131217

Tabella 12. Coordinate sito in ED50

In base a tali valori si ottengono i valori dei parametri precedentemente citati rappresentati nella successiva tabella per i vari periodi di ritorno.

T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c (s)
30	0,049	2,452	0,236
50	0,065	2,459	0,256
72	0,079	2,445	0,265
101	0,094	2,432	0,274
140	0,110	2,409	0,284
201	0,131	2,402	0,293
475	0,190	2,422	0,321
975	0,257	2,444	0,339
2475	0,374	2,425	0,364

Tabella 13. Valori a_g , F_0 , T_c^* per vari periodi di ritorno T_R

7.1.1. Analisi delle misure eseguite

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO);**
- **Stato Limite di Danno (SLD).**

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV);**
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).**

STUDIO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

RELAZIONE GEOLOGICA

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella.

Stati Limite	PVR : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R		T_R (anni)
Stati limite di esercizio	SLO	81%	30
	SLD	63%	50
Stati limite ultimi	SLV	10%	475
	SLC	5%	975

Tabella 14. Probabilità di superamento PVR e periodo di ritorno

I parametri a_g , F_0 , TC^* per i periodi di riferimento corrispondenti agli stati limite considerati sono di seguito riportati in forma tabulare.

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_{0^*} (s)
SLO	30	0,049	2,452	0,238
SLD	50	0,065	2,459	0,258
SLV	475	0,190	2,422	0,321
SLC	975	0,267	2,444	0,339

Tabella 15. Valori a_g , F_0 , TC^* per i diversi stati limite

La scelta dello stato limite da utilizzare dipenderà verrà definito nella progettazione definitiva.

Dato il contesto idrogeologico e litologico viene esclusa la verifica alla liquefazione.

8. CONCLUSIONI

Il presente documento ha riportato i risultati della Relazione rif. C4515 – geot “Relazione Geologica e di Caratterizzazione Geotecnica, 16/01/2018, dove la ricostruzione stratigrafica, geotecnica e sismica dei terreni in esame è stata effettuata facendo riferimento alle campagne di indagini geognostiche eseguite nel sito, in corrispondenza dell’area su cui è prevista la realizzazione delle strutture oggetto di Studio di Fattibilità.

Dall’osservazione della Carta idrogeologica del territorio comunale di Paese, la falda dovrebbe attestarsi ad una quota di circa 28 m s.l.m.m.; da ciò si stima, quindi, che la soggiacenza risulti dell’ordine di 40 m circa dal piano campagna.

Dal punto di vista del rischio geomorfologico, il sito oggetto del presente studio non risulta ricadere in nessuna area classificata a rischio frana e/o alluvione.

Dall’analisi dei risultati della MASW, il sito in esame ricada in **categoria di sottosuolo B**, ovvero sia caratterizzato da *“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”*.

In definitiva, le caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche del sito sono tali da consentire la realizzazione delle opere in progetto.

INDICE DELLE FIGURE

FIGURA 1. IMMAGINE SATELLITARE DEL SITO IN ESAME (IN ROSSO)	4
FIGURA 2. ESTRATTI MAPPE CATASTALI (FOGLIO N.21 DEL C.C. DI TREVIGNANO E FOGLIO N.1 DEL C.C. DI PAESE) CON INDICATI I MAPPALI PARZIALMENTE INTERESSATI DALL'INTERVENTO	5
FIGURA 3. ESTRATTO C.T.R N. 105061 (REGIONE VENETO)	5
FIGURA 4. INDIVIDUAZIONE DEL SITO IN ESAME (CERCHIO NERO) SU FOGLIO 38 "CONEGLIANO" E RELATIVO ESTRATTO – CARTA GEOLOGICA D'ITALIA – SCALA ORIGINARIA 1:100.000	8
FIGURA 5. INDIVIDUAZIONE DEL SITO IN ESAME (CERCHIO ROSSO) SU ESTRATTO CARTA LITOLOGICA – PAT DI PAESE – SCALA ORIGINARIA 1:10.000	9
FIGURA 6. INDIVIDUAZIONE DEL SITO IN ESAME (CERCHIO NERO) SU CARTA GEOMORFOLOGICA DEL VENETO – SCALA ORIGINARIA 1:250.000	10
FIGURA 7. INDIVIDUAZIONE DEL SITO IN ESAME (CERCHIO ROSSO) SU ESTRATTO CARTA GEOMORFOLOGICA – PAT DI PAESE – SCALA ORIGINARIA 1:10.000	11
FIGURA 8. INDIVIDUAZIONE DEL SITO IN ESAME (CERCHIO ROSSO) SU ESTRATTO CARTA IDROGEOLOGICA – PAT DI PAESE – SCALA ORIGINARIA 1:10.000	13
FIGURA 9. UBICAZIONI DELLE CAMPAGNE DI INDAGINI GEOGNOSTICHE ESEGUITE NEL SITO IN ESAME	14
FIGURA 10. DIAGRAMMA GIBBS-HOLTZ	22
FIGURA 11. DIAGRAMMA DE MELLO	22
FIGURA 12. PROFILO DI VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO DERIVANTE DA INDAGINE SISMICA M.A.S.W.	26
FIGURA 13. MODELLI STANDARD DEL RUMORE SISMICO MASSIMO (IN VERDE) E MINIMO (IN BLU) PER LA TERRA. LA LINEA NERA INDICA LA SENSIBILITÀ STRUMENTALE. GLI SPETTRI DI POTENZA SONO ESPRESSI IN TERMINI DI ACCELERAZIONE E SONO RELATIVI ALLA COMPONENTE VERTICALE DEL MOTO	27
FIGURA 14. H/V SPERIMENTALE VS H/V SINTETICO	28
FIGURA 15. ESTRATTO MAPPA SISMICA (OPCM 3519/2006)	30

INDICE DELLE TABELLE

TABELLA 1.	TABELLA NUMERO COLTI SPT CON LITOLOGIA	16
TABELLA 2.	RISULTATI DPSH1.....	16
TABELLA 3.	RISULTATI DPSH2.....	17
TABELLA 4.	RISULTATI DPSH3.....	17
TABELLA 5.	RISULTATI DPSH4.....	17
TABELLA 6.	RISULTATI DPSH5.....	18
TABELLA 7.	RISULTATI DPSH6.....	18
TABELLA 8.	RISULTATI DPSH7.....	18
TABELLA 9.	RISULTATI DPSH8.....	19
TABELLA 10.	RISULTATI SPT – SONDAGGIO S1	23
TABELLA 11.	SISMOSTRATIGRAFIA ASSOCIATA AL MODELLO H/V SINTETICO.....	28
TABELLA 12.	COORDINATE SITO IN ED50	32
TABELLA 13.	VALORI AG, F0, TC* PER VARI PERIODI DI RITORNO TR.....	32
TABELLA 14.	PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO PVR E PERIODO DI RITORNO	33
TABELLA 15.	VALORI AF, F0, TC* PER I DIVERSI STATI LIMITE	33

INDICE ALLEGATI

Allegato 1 - della Relazione rif. C4515 – geot “Relazione Geologica e di Caratterizzazione Geotecnica

REGIONE VENETO PROVINCIA DI TREVISO

**COMUNE DI PAESE e
COMUNE DI TREVIGNANO**

Proposta di Project Financing per la realizzazione di un
impianto di digestione anaerobica della F.O.R.S.U. con
produzione di biometano

**RELAZIONE GEOLOGICA E CARATTERIZZAZIONE
GEOTECNICA**

<i>Intestatario del progetto</i>	Spinlife s.r.l. – Spin-off dell’Università di Padova
<i>Ubicazione</i>	Via Istituto Agrario Trevignano – Paese (TV)
<i>Data</i>	16 Gennaio 2018



Dr. Geol. Francesco Morbin

Rif. ID Commessa: C4515 - geot

Sede legale

Via S. Francesco, 6 – 35010 Curtarolo (PD)
C.F. e P. I.V.A. 03769050281
R.E.A. 335843

Sede operativa

Via Busiago, 106/2 – 35010 Campo San Martino
Tel: 049 9620033 – Fax: 049 7350216
e-mail: info@servizigeologici.it
www.servizigeologici.it

SOMMARIO

PREMESSA	3
INQUADRAMENTO DELL'AREA.....	4
<i>Inquadramento Geologico e Geomorfologico.....</i>	<i>4</i>
<i>Idrogeologia</i>	<i>6</i>
INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO	9
<i>Ricostruzione stratigrafica</i>	<i>12</i>
<i>Sondaggi Geognostici.....</i>	<i>14</i>
<i>Modalità esecutive dei sondaggi</i>	<i>15</i>
<i>Prove Standard Penetration Test (S.P.T.).....</i>	<i>16</i>
INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA MASW	19
<i>Masw (Multichannel Analysis of Surface Waves).....</i>	<i>19</i>
<i>Risultati dell'indagine</i>	<i>20</i>
INDAGINE SISMICA PASSIVA A STAZIONE SINGOLA.....	23
CLASSIFICAZIONE SISMICA.....	26
<i>Azione sismica.....</i>	<i>26</i>
CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE E DEI CEDIMENTI	29
<i>Cedimenti.....</i>	<i>34</i>
VERIFICA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE	37
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA	37

Allegati

Allegato 1: Prove penetrometriche dinamiche DPSH

Allegato 2: Certificato del sondaggio S1 e documentazione fotografica

Allegato 3: Indagine sismica MASW

Allegato 4: Indagine sismica a stazione singola

Allegato 5: Report delle verifiche geotecniche

PREMESSA

Per incarico del committente è stata eseguita un'indagine geologica e geotecnica al fine di determinare le caratteristiche dei terreni ricadenti nell'area dove è previsto il progetto di un nuovo impianto di biometano, presso via Istituto Agrario in Comune di Paese (TV), al confine con il Comune di Trevignano.

L'indagine è stata effettuata allo scopo di definire il modello geologico del sito attraverso la ricostruzione dei caratteri litostratigrafici, idrogeologici, geomorfologici e strutturali dell'area evidenziando, qualora presenti, gli elementi di pericolosità geologica del territorio.

Le indagini geognostiche in sito si sono svolte con le seguenti modalità:

- esecuzione di n° 8 prove penetrometriche dinamiche (DPSH) che hanno raggiunto il rifiuto strumentale alla profondità massima di 3 m da p.c.; è stato utilizzato un Penetrometro Dinamico Superpesante "tipo Emilia" modello TG63-200 cingolato;
- esecuzione di n. 1 sondaggio geognostico S1 eseguito a carotaggio continuo fino alla profondità di -15 m dal p.c.; è stata utilizzata una perforatrice idraulica a rotazione cingolata COMACCHIO MC 450 P;
- esecuzione di n. 5 prove SPT in foro nel sondaggio S1;
- rilievo della falda freatica;
- esecuzione di n° 1 misura sismica mediante tecnica MASW;
- esecuzione di n. 1 indagine sismica a stazione singola (T1).

L'elaborazione delle informazioni ricavate dalle indagini permette di fornire:

- la caratterizzazione stratigrafica e sismica dei terreni ai fini geotecnici;
- il calcolo della capacità portante delle fondazioni;
- la verifica del rischio di liquefazione dei terreni.

Il lavoro è stato svolto secondo quanto previsto dalle vigenti normative in materia:

- D.M. 17.01.18 – Aggiornamento NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI.
- ORDINANZA n° 3274 del 20.03.03 – PRIMI ELEMENTI IN MATERIA DI CRITERI GENERALI PER LA CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE E DI NORMATIVE TECNICHE PER LE COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA.
- ORDINANZA DEL P.C.M. 28 APRILE 2006 N. 3519 – CRITERI GENERALI PER L'INDIVIDUAZIONE DELLE ZONE SISMICHE E PER LA FORMAZIONE E L'AGGIORNAMENTO DEGLI ELENCHI DELLE MEDESIME ZONE;
- DELIBERAZIONE DELLA GIUNTA DELLA REGIONE VENETO N. 96/CR DEL 7 AGOSTO 2006 – PROPOSTA DI ADOZIONE DEL PROVVEDIMENTO DI CUI ALLA SUDETTA O.P.C.M. N. 3519/06.

INQUADRAMENTO DELL'AREA

Il sito in esame si colloca a ovest della città di Treviso all'interno del Comune di Paese (TV); si inserisce in un territorio che si presenta complessivamente pianeggiante con quote che variano da 67 e 68 m s.l.m. circa nelle immediate vicinanze dell'intervento.

Inquadramento Geologico e Geomorfologico

La Pianura Veneta, di cui fa parte il territorio in esame, è costituita da una coltre di depositi alluvionali del Quaternario, senza soluzione di continuità, di origine essenzialmente fluviale – fluvioglaciale.

La deposizione di tali materiali sciolti si deve principalmente all'attività dei fiumi che hanno interessato questa porzione di territorio come il Fiume Piave. L'azione di questi corsi d'acqua iniziò contemporaneamente con le prime fasi orogeniche alpine. I fiumi veneti in uscita dalle valli montane hanno depositato, durante il Pleistocene e l'Olocene, i detriti trasportati creando grandi conoidi legate le une alle altre: tra di esse non esistono linee di separazione nette poiché durante la loro formazione si sono più volte incrociate, sovrapposte, anastomizzate a causa del mutare frequente del corso dei fiumi. Dal punto di vista stratigrafico è perciò presente una notevole variabilità di materiali, legata ai vari cicli di deposizione ed alle diverse correnti dominanti.

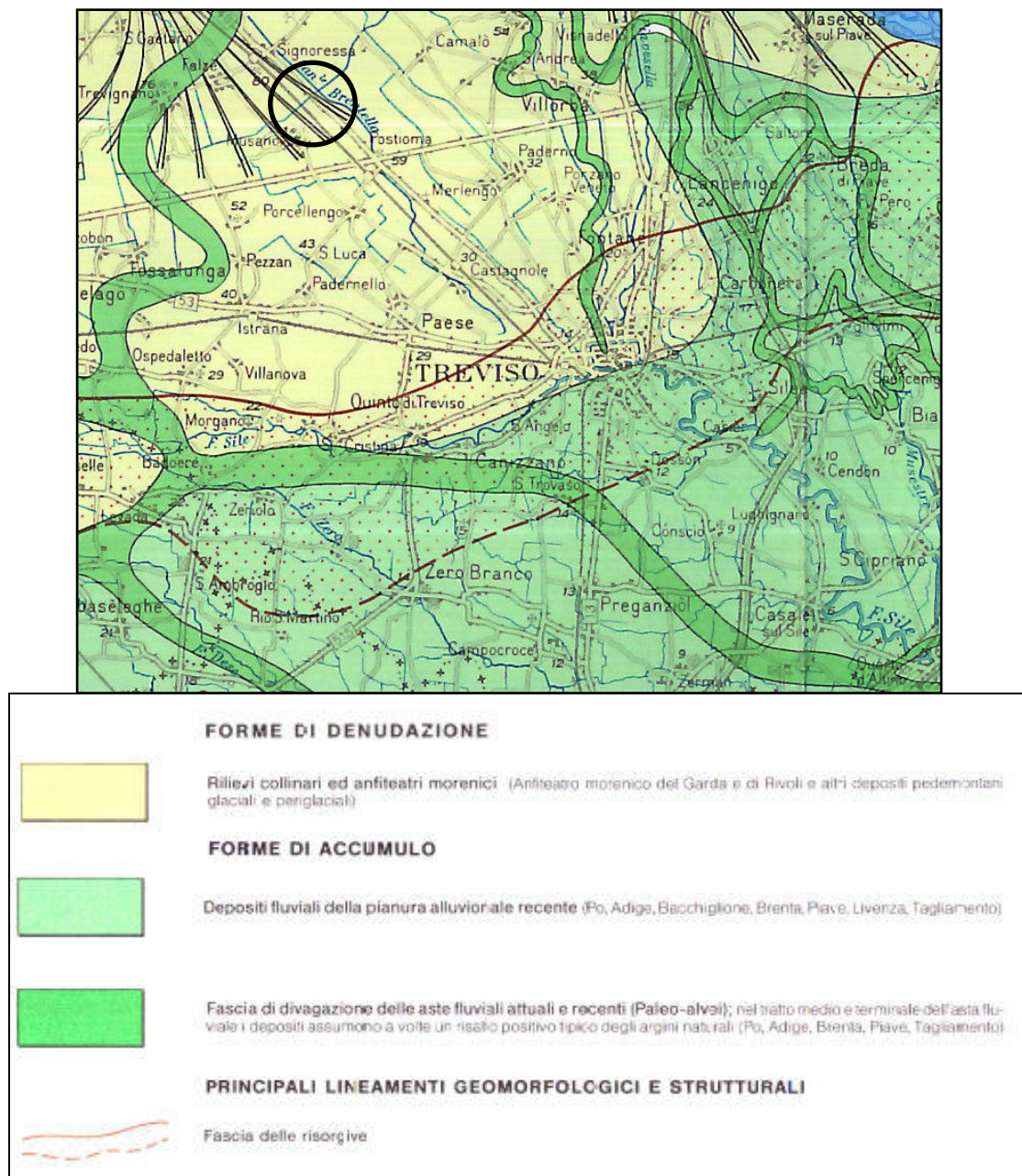
Valutando il territorio nel suo insieme, si possono individuare situazioni stratigrafiche ed idrogeologiche tipiche che caratterizzano, seppure orientativamente, intere fasce della pianura veneta. Queste fasce, che definiscono l'alta, la media e la bassa pianura, hanno caratteristiche abbastanza omogenee e si susseguono da N a S dalle Prealpi al Mare Adriatico: esse si sviluppano per tutta l'estensione della Pianura Veneta e Friulana, in direzione subparallela rispetto al limite dei rilievi montuosi ed alla linea attuale di costa e perpendicolarmente ai corsi d'acqua.

Nell'alta pianura, a ridosso dei rilievi prealpini (150÷200 m s.l.m.) dove i fiumi sboccano dai bacini montani, si estende una fascia larga da 5 a 20 km costituita da alluvioni ghiaiose di origine fluviale e fluvio-glaciale praticamente indifferenziate fino al substrato roccioso. Il litotipo prevalente è costituito da ghiaie grossolane di natura carbonatica generalmente associate a sabbie grossolane; localmente si rinvencono anche sottili intercalazioni limoso-argillose e livelli ghiaiosi con diverso grado di cementazione.

Procedendo verso S e SE (media pianura) si assiste ad una progressiva diminuzione del materiale ghiaioso grossolano e ad un conseguente aumento dei litotipi sabbiosi a granulometria variabile da grossa a media di origine prevalentemente fluviale, alternati a sabbie argillose, limi e argille di origine marina; i livelli ghiaiosi si esauriscono quasi

completamente dopo qualche decina di chilometri, mentre quelli più profondi si spingono generalmente molto a sud, e in qualche raro caso fino al di sotto delle lagune adriatiche. Infine la bassa pianura, appare caratterizzata da alternanze di spessi orizzonti limoso-argillosi con livelli sabbiosi di potenza limitata e generalmente a granulometria fine, di origine prevalentemente marina (Pleistocene). Risultano rari i letti ghiaiosi mentre quelli sabbiosi mostrano bassi valori di permeabilità e di produttività.

Carta Geomorfologica del Veneto – scala originaria 1:250.000



Idrogeologia

La costituzione litostratigrafica del sottosuolo della Pianura Veneta determina l'esistenza di differenti situazioni idrogeologiche.

Il materasso ghiaioso grossolano nella zona pedemontana, riconducibile alle attività dei principali fiumi (Piave e Brenta).

Il passaggio tra l'alta e la media pianura e cioè tra l'acquifero freatico indifferenziato a nord ed il sistema multifalde in pressione a sud avviene in modo graduale attraverso una zona di transizione che coincide arealmente con la fascia di restituzione dei fontanili, o "zona delle risorgive", in corrispondenza della quale la falda freatica del sistema indifferenziato affiora spontaneamente nei punti più depressi.

In corrispondenza della fascia delle risorgive, che definisce la media pianura, nei primi 60-100 m di sottosuolo prevalgono ancora le ghiaie grossolane, tuttavia compaiono i primi livelli impermeabili limoso-argillosi che sono in genere poco potenti (raramente superano i 10-15 m di spessore) e molto discontinui. Tale situazione litostratigrafica determina la presenza di un sistema multifalde, costituito da un acquifero freatico a debole profondità (non sempre presente) e da più falde in pressione.

La ricarica dell'acquifero indifferenziato è determinata essenzialmente dalla dispersione in alveo che si verifica allo sbocco in pianura dei principali corsi d'acqua. Altri fattori contribuiscono all'alimentazione della falda freatica indifferenziata: l'infiltrazione diretta delle precipitazioni, dove il materasso ghiaioso, molto permeabile, è coperto solo da un sottile strato di terreno vegetale; l'infiltrazione dovuta alla irrigazione e ai canali non impermeabilizzati della rete irrigua. L'alimentazione del sistema multifalde in pressione proviene dall'acquifero freatico indifferenziato.

Dal punto di vista geologico e idrogeologico generale il territorio comunale di Paese si inserisce al margine meridionale dell'alta pianura veneta, al passaggio verso la fascia dei fontanili, si pone pertanto nella fascia terminale di passaggio dai depositi ghiaiosi che costituiscono il materasso alluvionale indifferenziato al sistema multistrato della bassa pianura dove i livelli di materiali fini divengono via via prevalenti.

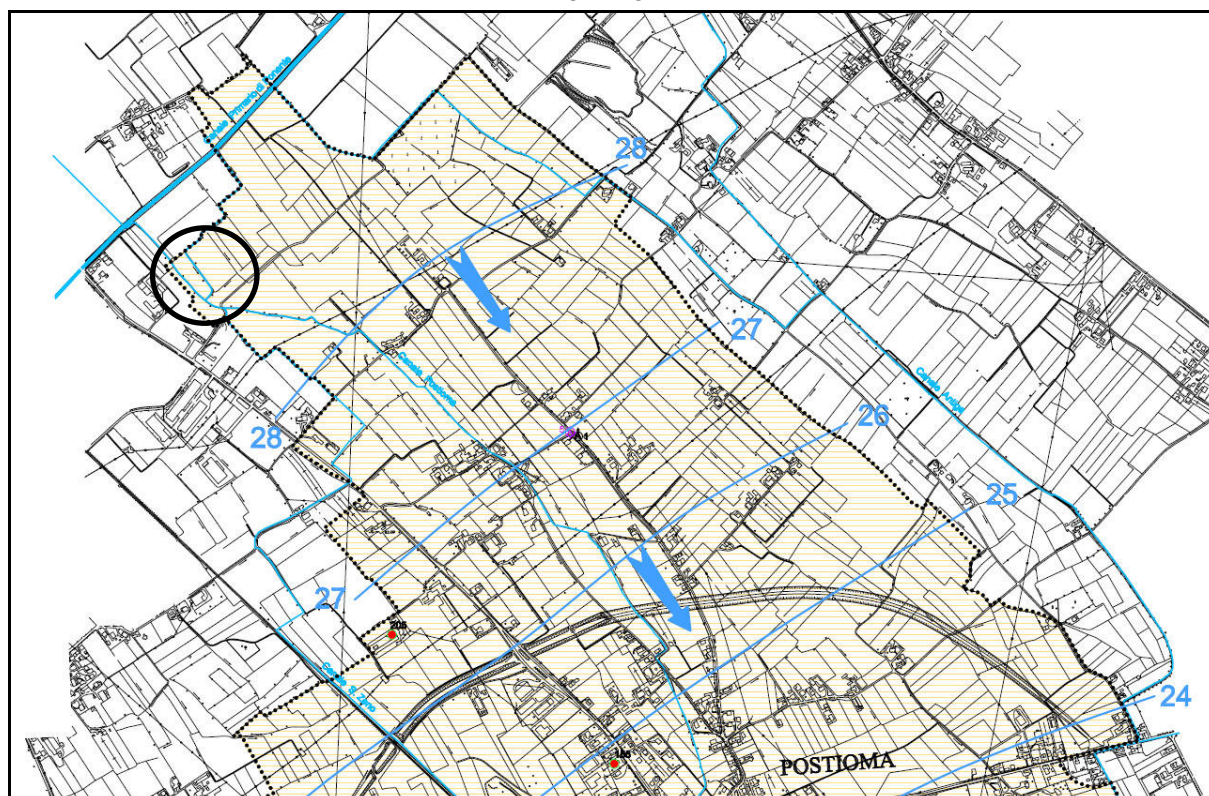
La Carta idrogeologica del territorio comunale di Paese, di cui si riporta un estratto, colloca la zona in esame immediatamente a monte dell'isofreatica di 28 m s.l.m.m.; da questo dato di stima quindi che la soggiacenza risulta circa dell'ordine di 40 m dal piano campagna.

Le isofreatiche si dispongono con direzione SO-NE, evidenziando una direzione di deflusso tendente verso SE.

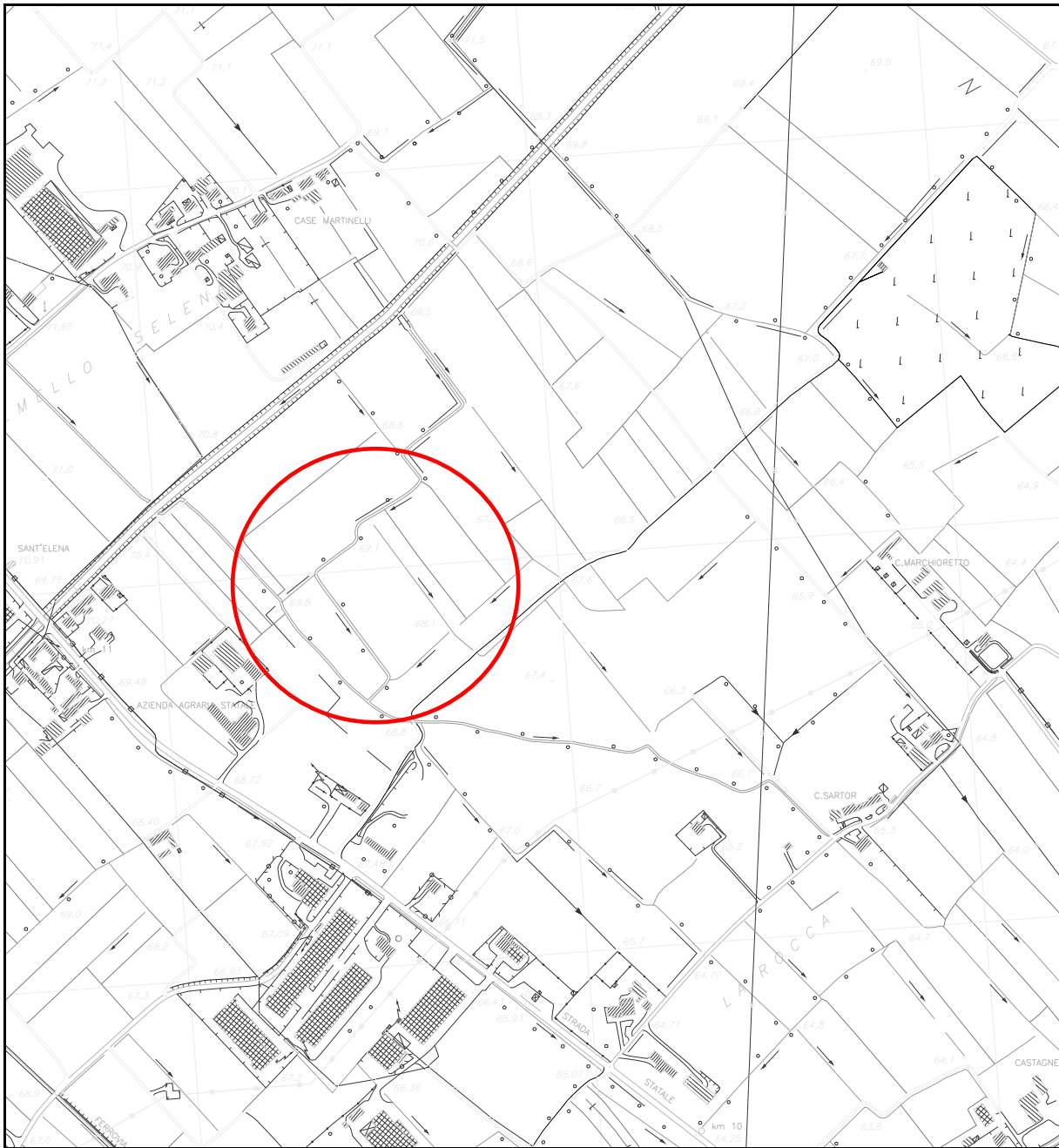
Il corso d'acqua che maggiormente ha influenzato i processi deposizionali dell'area di studio è il fiume Piave, che scorre con direzione all'incirca NNO-SSE ad est di Treviso, ed è

caratterizzato dalla tipica morfologia di un fiume allo sbocco in pianura, con alveo molto ampio a canali anastomizzati (braided) caratterizzato da alluvioni ciottolose, solcate da una rete di canali appena incisi con trasporto di materiale sul fondo. Procedendo verso sud verso il mare il corso del fiume assumerà un andamento meandriforme con modalità deposizionali tipiche di ambienti ad energia più ridotta.

Estratto Carta idrogeologica – PAT di Paese



- 10 — Linea isofreatica e sua quota in mt s.l.m.
- ➡ Direzione di flusso della falda freatica
- Area con falda affiorante
- Canale d'acqua secondario
- Canale d'acqua principale
- ▨ Terreni molto permeabili



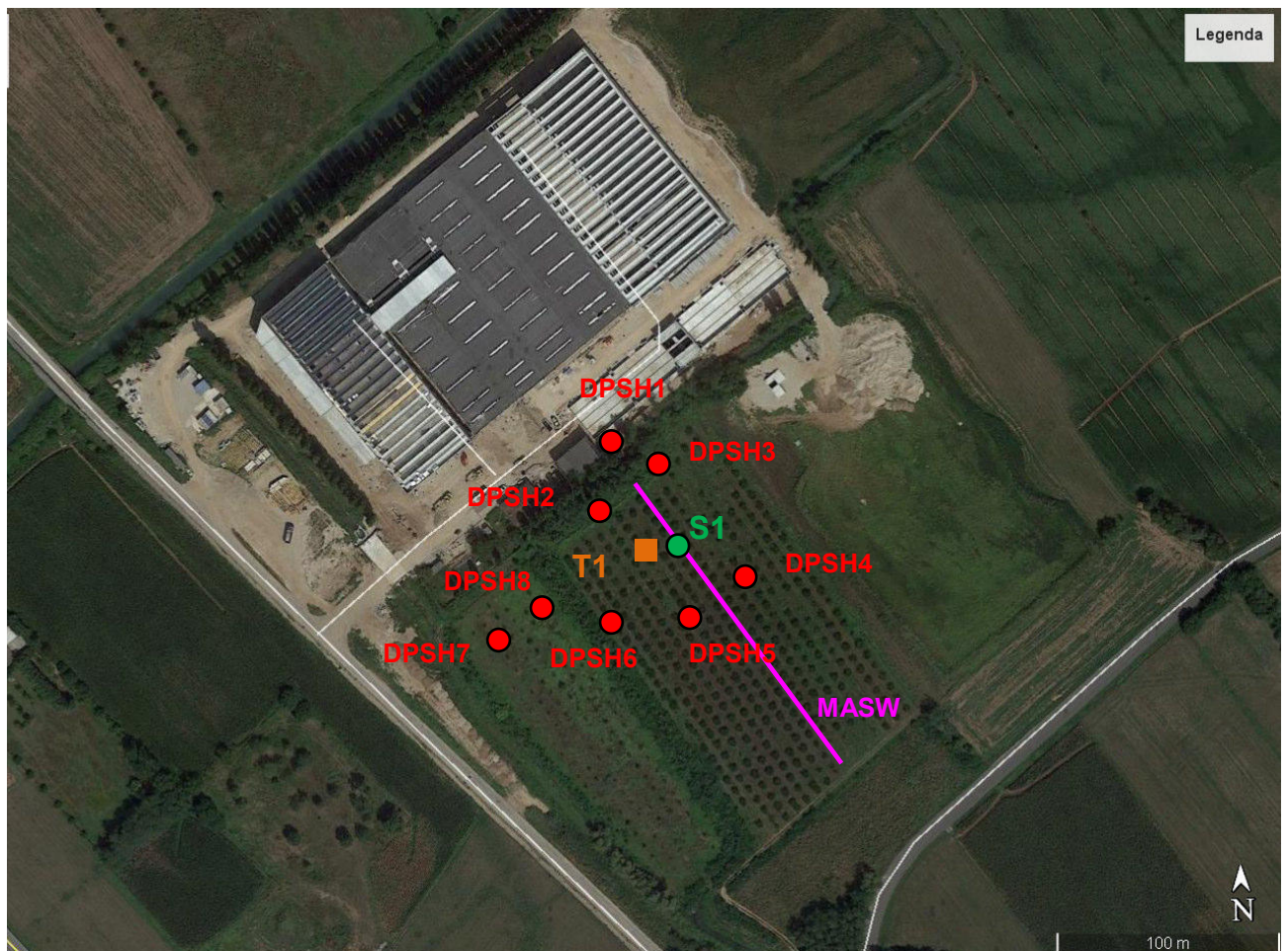
INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO

Al fine di caratterizzare dal punto di vista geotecnico e sismico i terreni presenti nel sottosuolo dell'area e di individuare eventuali disomogeneità, sono state eseguite in sito una serie di indagini geognostiche distribuite in particolare in corrispondenza del futuro sedime delle strutture in progetto; in particolare sono state eseguite:

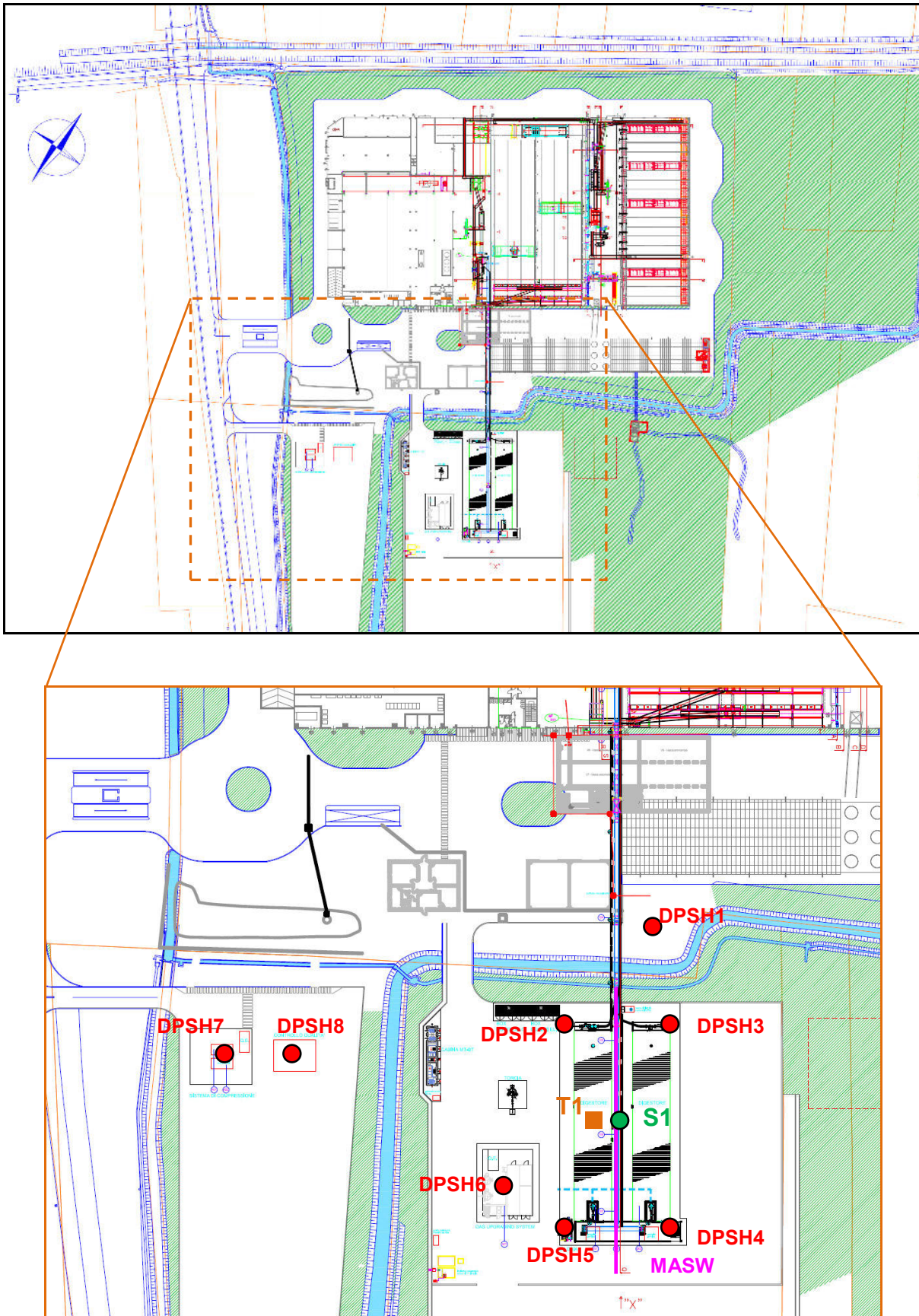
- n. 8 prove penetrometriche dinamiche;
- n. 1 sondaggio geognostico S1 con n. 5 prove SPT in foro;
- n. 1 indagine sismica tipo MASW;
- n. 1 indagine sismica tipo passivo a stazione singola (T1).

L'ubicazione delle indagini e la traccia dello stendimento MASW sono illustrate nella planimetria che segue; l'ubicazione e il numero delle indagini sono state accordate a seguito di un sopralluogo tra la committenza ed il nostro ufficio tecnico.

Immagine satellitare con ubicazione delle indagini



Planimetria di progetto con schema ubicazione indagini



Prova Penetrometrica Dinamica (D.P.S.H.)

La strumentazione impiegata è costituita da un penetrometro dinamico superpesante di tipo "Emilia". La prova consiste nell'infissione di aste graduate mediante un maglio di peso e altezza di caduta standard, rispettivamente pari a 63.5 kg e 0.75 m. La punta utilizzata ha un diametro pari a 51 mm ed un angolo di apertura pari a 60°. Le aste sono graduate ad intervalli di 20 cm ed hanno un peso pari a 6.2 kg per metro lineare.

Essendo la prova standardizzata, è possibile determinare le caratteristiche dei terreni misurando il numero di colpi necessari ad infiggere di 20 cm la batteria di aste.

Poiché le correlazioni empiriche esistenti in letteratura tra i risultati di una prova penetrometrica dinamica ed i principali parametri geotecnici del terreno fanno riferimento essenzialmente alle prove SPT, occorre applicare una correzione ai risultati delle prove DPSH, per tenere conto delle diverse modalità esecutive. Ciò viene fatto secondo due criteri differenti.

Correzione sulla base delle differenti modalità esecutive: penetrometri con caratteristiche differenti rispetto all' SPT (peso del maglio, volata, area della punta, ecc.) comportano energie di infissione ovviamente differenti; per rapportare il numero di colpi dell' SPT con quelli del dinamico continuo diversi Autori propongono l'applicazione del seguente fattore correttivo:

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

Con:

M2	=	peso del maglio SPT (63.5 kg);
H2	=	volata del maglio SPT (75 cm);
P12	=	passo di lettura SPT (15 cm);
Ap2	=	area della punta SPT (20.4 cm ²);
M1	=	peso del maglio del dinamico continuo;
H1	=	volata del maglio del dinamico continuo;
P11	=	passo di lettura del dinamico continuo;
Ap1	=	area della punta del dinamico continuo.

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

$$NSPT = Cf \times NDPSH$$

Correzione sulla base delle litologie incontrate: si è dimostrato, nelle correlazioni SPT-SCPT, che generalmente il rapporto fra il numero dei colpi misurato con i due strumenti (Nspt/Nscpt) tende a 1 per granulometrie grossolane, mentre tende a crescere per granulometrie più fini; si suggeriscono le seguenti correlazioni proposte in letteratura:

Correlazione			Litologia
N_{SPT}	= 1	x N_{DPSH}	Ghiaie e ghiaie sabbiose
N_{SPT}	= 1.25	x N_{DPSH}	Sabbie e ghiaie con fine plastico
N_{SPT}	= 1.5	x N_{DPSH}	Sabbie con molto fine
N_{SPT}	= 2	x N_{DPSH}	Limi
N_{SPT}	= 2.5	x N_{DPSH}	Argille limose/sabbiose
N_{SPT}	= 3	x N_{DPSH}	Argille

In ogni caso si tratta di correlazioni empiriche che vanno utilizzate con cautela. In particolare, per quanto riguarda la correzione in funzione della litologia, questa andrà calibrata sulla base delle caratteristiche litologiche locali.

Ricostruzione stratigrafica

Le tabelle che seguono riportano l'interpretazione litologica ed i parametri geotecnici stimati dalle prove penetrometriche eseguite in sito.

I parametri geotecnici forniti sono da considerarsi come dati medi, stimati sulla base delle elaborazioni eseguite e sulle conoscenze dei terreni dell'area.

Per un maggior dettaglio si rimanda alle elaborazioni fornite in Allegato 1.

DPSH1

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,60	Argilla limosa	-	0,5 – 0,6
0,60 – 1,20	Limo argilloso e sabbioso con elementi ghiaiosi	30 – 31	-
1,20 – 2,60	Sabbia e ghiaia	36 – 38	-
>2,60	Ghiaia con ciottoli	>40	-

DPSH2

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,40	Argilla limosa	-	0,6 – 0,7
0,40 – 1,80	Sabbia e ghiaia	35 – 36	-
>1,80	Ghiaia con ciottoli	>40	-

DPSH3

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,60	Argilla limosa	-	0,6
0,60 – 1,80	Sabbia e ghiaia	32 – 33	-
1,80 – 2,60	Ghiaia con sabbia	35 - 36	-
>2,60	Ghiaia con ciottoli	>40	-

DPSH4

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,60	Argilla limosa	-	0,6 – 0,7
0,60 – 1,60	Sabbia e ghiaia	32 – 33	-
1,60 – 2,40	Ghiaia con sabbia	>40	-
>2,40	Ghiaia con ciottoli	>40	-

DPSH5

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,60	Argilla limosa	-	0,5 – 0,6
0,60 – 1,40	Sabbia e ghiaia	31 – 32	-
1,40 – 2,20	Ghiaia con sabbia	36 – 38	-
2,20 – 3,20	Ghiaia con ciottoli	>40	-

DPSH6

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,60	Argilla limosa	-	0,5 – 0,6
0,60 – 1,80	Ghiaia e sabbia	35 – 36	-
1,80 – 2,60	Ghiaia con sabbia	>40	-
>2,60	Ghiaia con ciottoli	>40	-

DPSH7

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,60	Argilla limosa	-	0,5 – 0,6
0,60 – 1,00	Sabbia con pochi elementi ghiaiosi	30 – 31	-
1,00 – 2,60	Ghiaia con sabbia	35 – 36	-
>2,60	Ghiaia con ciottoli	>40	-

DPSH8

Profondità da p.c. [m]	Litologia	Angolo d'attrito (ϕ) [GRADI]	Coesione non drenata (C_u) [kg/cm ²]
0,00 – 0,60	Argilla limosa	-	0,5 – 0,6
0,60 – 2,20	Ghiaia con sabbia	34 – 35	-
2,20 – 3,00	Ghiaia	>40	-
>3,00	Ghiaia con ciottoli	>40	-

Falda

Al termine delle prove penetrometriche non è stata rilevata presenza di acqua in foro; la profondità della falda dal piano campagna nel territorio in esame è di circa -40 m.

Sondaggi Geognostici

All'interno del sito in esame è stato condotto n. 1 sondaggio geotecnico **denominato S1** che ha raggiunto la profondità di indagine di - 15,00 m dal piano campagna; la sua ubicazione è schematizzata nella planimetria contenuta alle pagine precedenti ed è stata individuata su direzione della committenza.

Il sondaggio è stato eseguito con una perforatrice idraulica a rotazione cingolata COMACCHIO MC 450 P, le cui caratteristiche tecniche sono riassunte di seguito:

ALLESTIMENTO COMACCHIO MC 450 P		
Sottocarro cingolato allargabile, azionato da 2 motori idraulici con riduttori.		
CARATTERISTICHE TECNICHE		
TESTA DI ROTAZIONE COPPIA	Coppia max. 820/80 daNm a giri max. 48/500 min.	
DATI TECNICI	Peso complessivo daN8200	
ARGANO DI SERVIZIO	Cabestano oleodinamico	Tiro max=2000 daN
POMPA PER FLUIDO	Da fango a pistoncini 80 lt/min a 30 bar max. azionata da motore idraulico. Pompa a vite modello CMO da 370 l/m a 20 bar max	
FORZA MOTRICE	Motore diesel Deutz tipo BF AM 2012 Potenza 70 KW – 2300 giri/1' Avviamento elettrico	
MORSA	Doppia – diametro 45-220 mm	

Modalità esecutive dei sondaggi

Il sondaggio è stato eseguito con perforazione a carotaggio continuo, utilizzando una sonda a rotazione con un carotiere semplice con Ø 101 mm e rivestimenti provvisori metallici con Ø 127 mm.

Dopo l'estrazione, le carote sono state riposte in apposite cassette catalogatrici, ognuna in grado di contenere 5 m lineari di sondaggio; su ogni cassetta sono state apposte le seguenti informazioni:

- denominazione del cantiere e del committente,
- sigla sondaggio,
- progressive di perforazione,
- data di escavazione del sondaggio.

Ciascuna cassetta è stata fotografata per documentare le caratteristiche dei terreni attraversati.

L'esame delle carote recuperate dal sondaggio ha permesso l'identificazione di intervalli della successione stratigrafica macroscopicamente omogenei (strati), costituiti cioè o da un tipo di terreno predominante o da alternanze più o meno regolari di terreni differenti. Definita

la successione degli strati è stata redatta la descrizione geotecnica in accordo con le specifiche tecniche e le Raccomandazioni AGI (1977).

La scheda stratigrafica del sondaggio è riportata nei certificati allegati al presente documento seguita dalla documentazione fotografica (Allegato 2).

Inoltre, il responsabile tecnico del cantiere ha provveduto alla redazione di un giornale di cantiere, dove vengono registrate le attività giornaliere del personale e dei mezzi impiegati nella lavorazione.

Prove Standard Penetration Test (S.P.T.)

Durante l'esecuzione del sondaggio sono state eseguite n. 5 prove SPT in foro di sondaggio. L'esecuzione delle prove avviene utilizzando un campionatore di tipo Raymond o una punta rigida, in base alla tipologia di terreno. L'attrezzatura impiegata, in accordo alle Raccomandazioni AGI, è costituita da un maglio del peso di 63,5 kg, predisposto per la caduta da un'altezza di 0,76 m. Le aste di collegamento del maglio al campionatore terminale hanno un peso proprio pari a 7,2 kg/m.

L'esecuzione della prova è avvenuta secondo le seguenti modalità:

- perforazione a carotaggio;
- estrazione della batteria di perforazione;
- stabilizzazione delle pareti del foro con tubi di rivestimento metallico, con arresto della corona ad una quota superiore di circa 10 cm rispetto a quella prevista, di inizio prova;
- discesa nel foro della batteria di aste con annesso campionatore;
- controllo della quota di arresto della batteria di prova;
- identificazione di 3 tratti contigui, di 15 cm ciascuno, lungo la porzione di batteria sporgente in superficie;
- collegamento del dispositivo di percussione (maglio) alla batteria di prova;
- inizio della prova: il campionatore viene infisso nel terreno per mezzo di colpi impressi con la massa battente, ad un ritmo di percussione prossimo a 25 colpi al minuto. I colpi vengono contati in successione, avendo cura di separare il numero di colpi necessari per l'avanzamento del campionatore per i tre tratti consecutivi di 15 cm (45 cm complessivi).

Il superamento dei 50 colpi in uno dei tratti di prova determina il rifiuto della prova stessa da parte del terreno indagato.

I risultati delle Spt vengono indicati nei certificati di sondaggio allegati alla presente relazione (*Allegato 2*).

I valori di N_{SPT} vengono corretti per tener conto della pressione del terreno sovrastante secondo l'espressione:

$$N_1 = C_n \times N$$

con

$$C_n = 3 / (2 + \sigma'_{v0} / \text{Pa})$$

Per ciò che riguarda il dispositivo di infissione si è considerato un rendimento medio pari al 65%.

L'interpretazione dei valori di D_r viene fatta utilizzando la formula:

$$(N')_{60} / D_r^2 = A$$

con

$A = 55$ per sabbie fini

$A = 60$ per sabbie medie

$A = 65$ per sabbie grossolane

L'interpretazione dei valori di Φ viene fatta utilizzando la formula:

$$\Phi' = a + b D_r$$

Con, in questo caso:

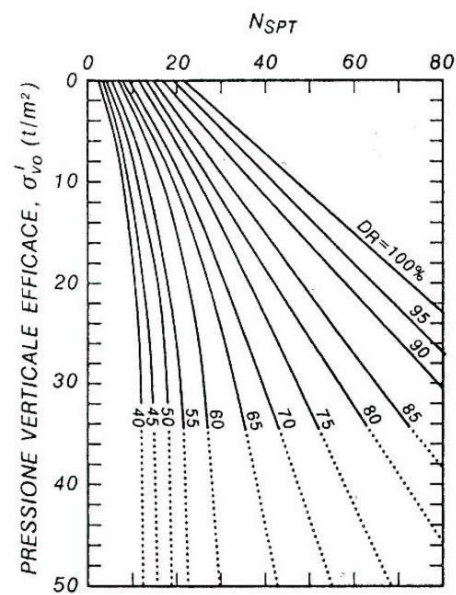
$$a = 38$$

$$b = 0,08$$

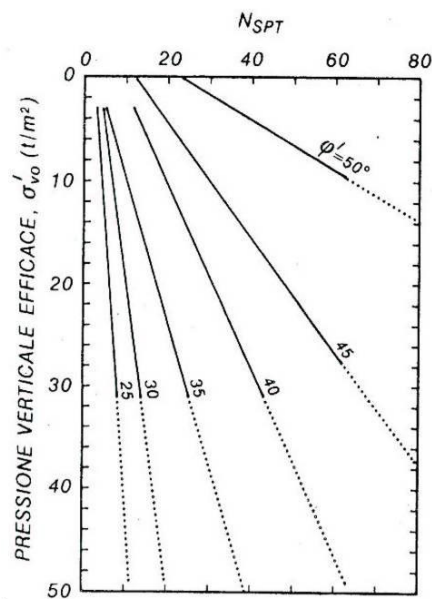
Il valore di NSPT è dato dalla somma dei colpi ottenuti nel 2° e 3° tratto (ultimi 30 cm), che vengono annotati nel rapporto di prova.

L'interpretazione dei valori di N' viene confrontata utilizzando i diagrammi:

1. Gibbs-Holtz (1957) che fornisce il valore di D_r in funzione di σ' e di N' ;



2. De Mello (1971) che fornisce il valore di ϕ' di picco in funzione di σ' e N' ;



Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati dell'interpretazione effettuata sui dati delle prove SPT eseguite in ciascuno dei fori di sondaggio.

SPT - Sondaggio S1

Prova n°	Quota (m)	N _{SPT}	N _{SPT} corretto	Dr (%)	ϕ (°)
1	3,00 – 3,45	99	99	100	44
2	6,00 – 6,45	77	77	100	44
3	9,00 – 9,45	84	84	100	44
4	12,00 – 12,45	50	50	76	42
5	15,00 – 15,45	93	93	97	44

A scopo geotecnico cautelativo, visti i valori sovrastimati delle correlazioni, per i terreni sabbiosi ghiaiosi che si rilevano oltre i primi 3 metri circa dal p.c. possono essere considerati angoli di attrito interno mediamente pari a 36°.

INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA MASW

Nell'area di intervento è stata condotta una indagine sismica secondo la tecnica MASW.

Si riporta in Allegato 3 il report completo dell'indagine; la traccia dello stendimento è indicata nell'immagine alle pagine precedenti.

Masw (Multichannel Analysis of Surface Waves)

La tecnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) si basa sull'elaborazione delle proprietà spettrali delle onde di superficie (Rayleigh o pseudo-Rayleigh) per la costruzione di un modello verticale di velocità di propagazione delle onde di taglio (Vs).

Tramite l'analisi della velocità di propagazione delle onde di superficie, si determina un profilo di rigidezza del sito che consente di stimare indirettamente la distribuzione delle Vs.

La prova consiste nel produrre in superficie del terreno una sollecitazione dinamica verticale e nel registrare le vibrazioni prodotte, in superficie, a distanze note e prefissate.

L'interpretazione dei segnali rilevati e la conseguente stima del profilo di rigidezza può scomporsi in due fasi fondamentali:

- deduzione della curva di dispersione (velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza) caratteristica del sito in esame;
- processo di inversione, finalizzato a ottenere partendo dalla curva suddetta una stima del profilo di rigidezza a essa associato.

Ai fini di questa prova, di tutte le componenti di moto prodotte nel terreno dalla sorgente, interessano quelle che si trasmettono lungo la superficie (onde superficiali) e di queste quelle di Rayleigh, polarizzate sul piano verticale e caratterizzate da componenti sia longitudinali sia trasversali.

Tali onde si propagano lungo fronti d'onda cilindrici, coassiali rispetto alla sorgente, con attenuazione proporzionale all'inverso della radice di r (dove r è la distanza dalla sorgente); poichè l'attenuazione delle onde di volume è proporzionale a $1/r$, a distanze non molto grandi le onde di superficie tendono a prevalere nettamente su quelle di volume.

La velocità V_R risulta sperimentalmente assai prossima a quella delle onde di taglio V_s (variando in funzione del coefficiente di Poisson tra 0.86 e 0.95).

La configurazione utilizzata per l'esecuzione delle MASW era composta di 24 geofoni con spaziatura geofonica di 2 m e punto di energizzazione delle onde sismiche a 2 m dal primo geofono; la sorgente sismica utilizzata è stata una massa battente di 8kg.

I dati sono stati elaborati tramite il software "Easy MASW" prodotto da Geostru.

Risultati dell'indagine

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (come riportato nel vigente D.M. 17 gennaio 2018), si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In mancanza di tali analisi, si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, viene valutato il parametro denominato "Velocità Equivalente", calcolata in modo analogo alla precedente $V_{s,30}$, che invece di estendere la media pesata fino ai 30 m di profondità, viene valutata entro una profondità H (pari a 30 m o inferiore). La discriminante della profondità H è il raggiungimento del "substrato" caratterizzato da velocità superiori agli 800 m/s.

I valori di V_s sono quindi ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono stati valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito.

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

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

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

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

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

L'analisi delle onde Rayleigh con tecnica MASW viene eseguita tramite l'indagine spettrale del segnale, eseguendo una doppia trasformata di Fourier, nel dominio del tempo e nello spazio. Il dominio trasformato ($f-k$) viene rappresentato sia in 2D che 3D e consente di evidenziare il segnale prodotto dalle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnale.

Nel dominio trasformato è individuabile la dipendenza della velocità delle onde dalla frequenza e la curva di dispersione è tracciabile considerando, per ciascuna frequenza, l'ampiezza massima dello spettro.

La curva di inversione viene ricavata dall'assegnazione di un modello geotecnico iniziale e confrontata con la curva sperimentale che viene estratta dal software di elaborazione e approssimata ad una funzione polinomiale.

Si riporta di seguito il profilo delle velocità ottenuto dal processo di matching per la migliore sovrapposizione tra la curva di inversione teorica e sperimentale; il profilo delle velocità viene riportato alla pagina seguente.

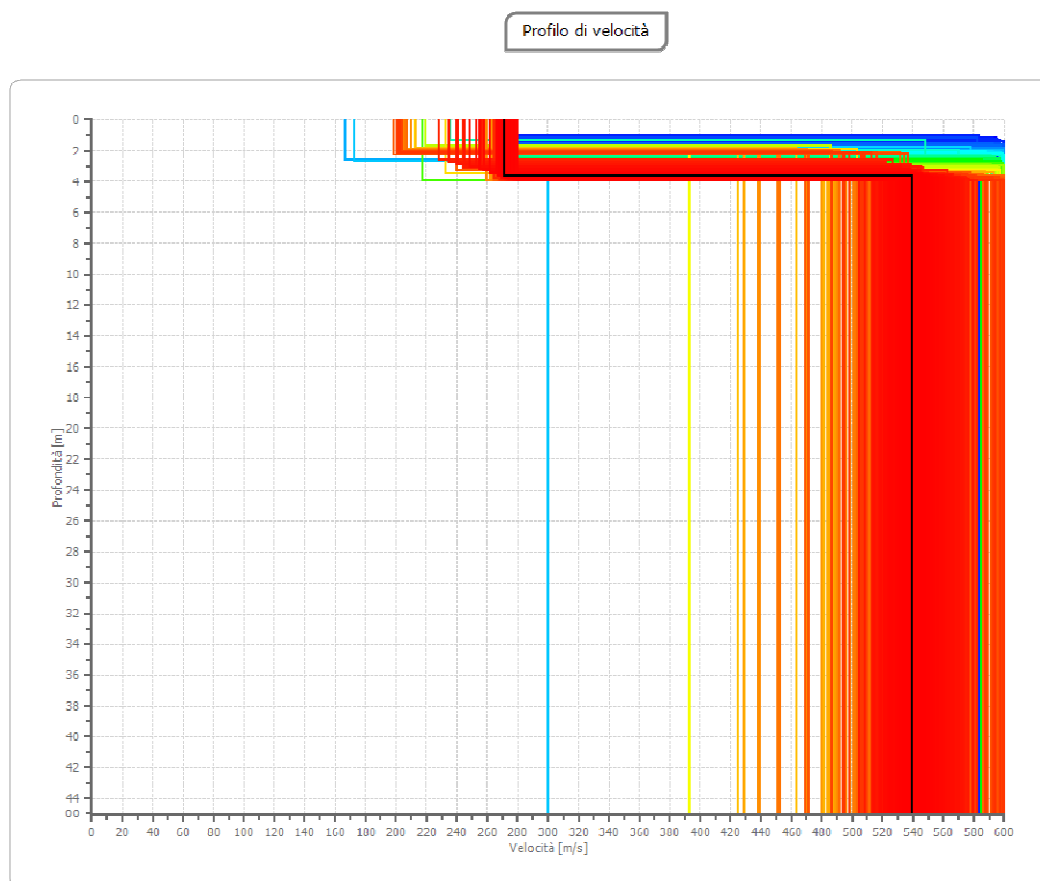
Dalla modellazione diretta della curva di dispersione del profilo sismico è stato possibile stimare il profilo verticale della V_s nel sito di indagine.

Il valore del parametro $V_{s,eq}$, determinato con l'elaborazione dei dati MASW, è risultato pari:

MASW	$V_{s,eq}$
	481 m/s

Dall'analisi dei risultati ottenuti con lo stendimento MASW, ai fini delle prescrizioni della vigente normativa in materia (O.P.C.M 3274/2003 e successive modifiche ed integrazioni e D.M. 14.01.2008) e alla luce di quanto sopra è possibile verificare come il suolo di fondazione del sito oggetto di studio, ricada in **categoria di suolo B**.

A tale categoria appartengono *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.*



INDAGINE SISMICA PASSIVA A STAZIONE SINGOLA

Come indicato dal vigente D.M. 17 gennaio 2018, al fine di definire le caratteristiche sismiche e stratigrafiche dell'area in questione, è stato utilizzato un tromografo digitale (mod. Tromino ®) che permette di indagare il sottosuolo in modo non invasivo e senza le difficoltà della sismica classica. Le caratteristiche principali della strumentazione utilizzata sono riportati nella tabella seguente.

PRINCIPALI CARATTERISTICHE TECNICHE DELLA STRUMENTAZIONE

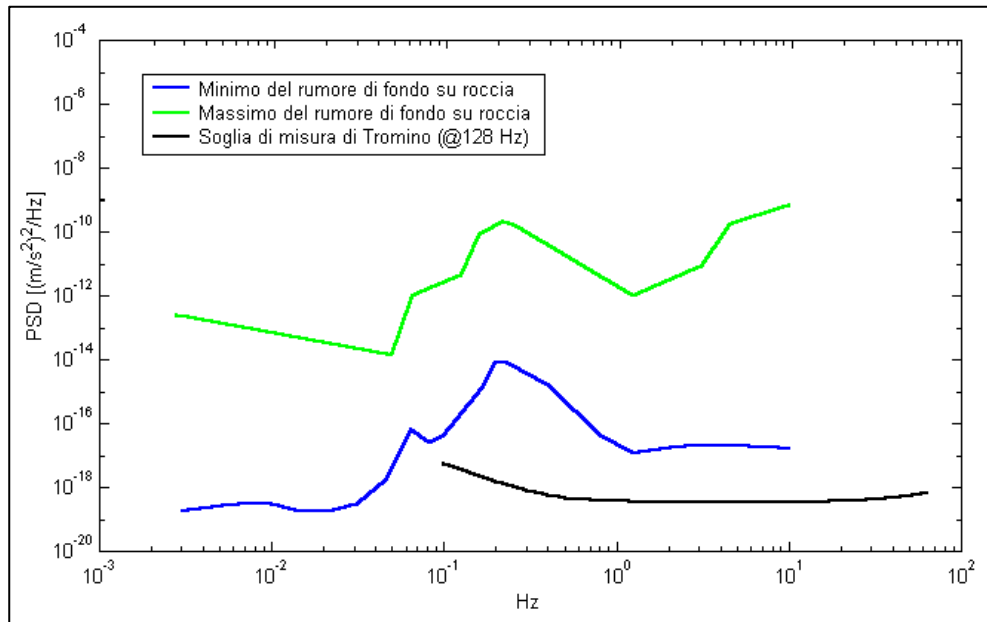
Numero di canali	3+1 analogici
Amplificatori	tutti canali con input differenziali
Rumore	< 0.5 μ V r.m.s. @128 Hz sampling
Impedenza dell'input	10 ⁶ Ohm
Range di frequenze	DC - 360 Hz
Frequenza di campionamento	16384 Hz per canale
Frequenze di sovracampionamento	32x, 64x, 128x
Conversione A/D	equivalente a 24 bit
Massimo input analogico	51.2 mV (781 nV/digit)
Display grafico	grafico, 128 x 64 pixel, retroilluminato
Livella	a bolla d'aria, elevata precisione orizzontale, sensibilità 5' d'arco (0.083°)
Connessioni	porta USB, tipo B
Registrazione dati	memoria interna, standard 512 Mb, opzionale fino a 2 Gb
Accoppiamento col terreno	su punte e cuscinetto reologico
Sensori	3 velocimetri elettrodinamici ortogonali ad alta risoluzione autobloccaggio quando non in acquisizione

Il metodo si basa sulla misura del rumore sismico ambientale, che risulta prodotto sia da fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) che dall'attività antropica.

Viene chiamato generalmente microtremore perché riguarda oscillazioni molto piccole, inferiori di diversi ordini di grandezza rispetto a quelle indotte dai terremoti.

I metodi che si basano sull'acquisizione dei microtremori si dicono passivi in quanto il "rumore" non viene appositamente generato, come avviene invece nel caso della sismica attiva, ma si utilizza appunto il rumore sismico ambientale, sempre presente naturalmente ovunque.

Lo spettro in frequenza del rumore di fondo in un terreno roccioso pianeggiante presenta dei picchi a 0.14 e 0.07 Hz, comunemente interpretati come originati dalle onde oceaniche (vedi figura seguente).



Modelli standard del rumore sismico massimo (in verde) e minimo (in blu) per la Terra. La linea nera indica la sensibilità strumentale. Gli spettri di potenza sono espressi in termini di accelerazione e sono relativi alla componente verticale del moto.

Tali componenti spettrali vengono attenuate molto poco anche dopo tragitti di migliaia di chilometri per effetto di guida d'onda. A tale andamento generale, che è sempre presente, si sovrappongono le sorgenti locali, antropiche (traffico, industrie ma anche il semplice passeggiare di una persona) e naturali che però si attenuano fortemente a frequenze superiori a 20 Hz, a causa dell'assorbimento anelastico originato dall'attrito interno delle rocce.

Il rumore di fondo agisce da funzione di eccitazione per le risonanze specifiche sia degli edifici che del sottosuolo.

Pertanto il suo utilizzo per identificare in maniera passiva, non intrusiva e la stratigrafia e la frequenza di risonanza del sottosuolo, nonché le frequenze di risonanza degli edifici, risulta interessante e appropriato alle esigenze di caratterizzazione del sottosuolo richieste dalla nuova normativa.

Dunque, anche il debole rumore sismico, che tradizionalmente costituisce la parte di segnale scartata dalla sismologia classica, contiene informazione.

Questa informazione è però sepolta all'interno del rumore casuale e può essere estratta attraverso tecniche opportune.

La verifica della presenza di frequenze di risonanza e dell'amplificazione del sottosuolo oggetto di intervento risulta molto importante. Infatti, nel caso che la risonanza del suolo di fondazione coincida o sia prossima a quella della struttura si ha una situazione cui porre attenzione dal punto di vista della vulnerabilità sismica, ovvero sostanzialmente un'amplificazione delle sollecitazioni per "doppia risonanza".

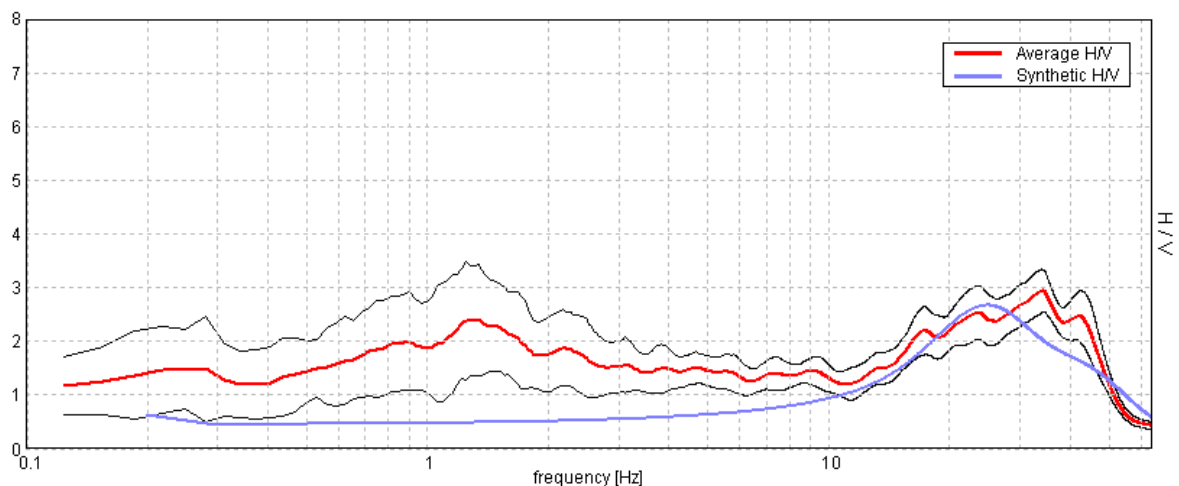
La condizione ideale corrisponde ad un edificio dotato di frequenza di risonanza minore di quella del sottosuolo.

Analisi delle misure eseguite

È stata eseguita n. 1 misura di sismica passiva (T1) ubicata come da planimetria alle pagine precedenti; l'analisi completa è riportata in Allegato 4.

H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO

Max. H/V at 34.06 ± 0.49 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
0.80	0.80	150	0.35
2.20	1.40	300	0.35
4.20	2.00	390	0.35
inf.	inf.	550	0.35

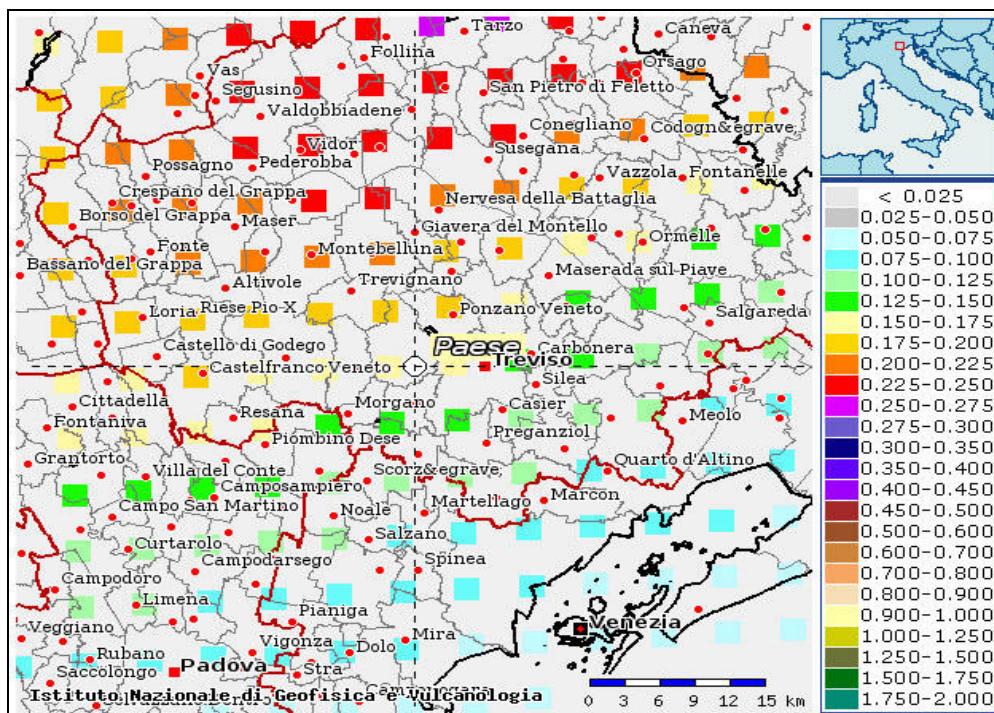
Si determina nel caso in esame **Vs eq = 484 m/s** , confermando pertanto la **categoria di suolo B**

CLASSIFICAZIONE SISMICA

Sulla base dell'Ordinanza PCM del 20 Marzo 2003 n. 3274 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di Normative per le costruzioni in zona sismica", il Comune di Paese ed il Comune di Trevignano ricadono in **zona sismica 3**.

Sulla base dell'Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n. 3519 l'area in esame è caratterizzata da valori di accelerazione massima al suolo a_g , (con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi caratterizzati da valori di $V_{s30} > 800$ m/s) compresi fra 0,175 e 0,200 g.

La Regione del Veneto, con D.G.R. 71 del 22/01/2008, pur confermando per gli aspetti amministrativi la classificazione dei Comuni del Veneto di cui all'allegato I della D.C.R. 67/03, recepisce quanto stabilito dalla O.P.C.M. 3519/06 riguardo le calcolazioni, riferiti alle Norme Tecniche previgenti all'entrata in vigore del D.M. 17/01/2018.



Estratto mappa sismica (OPCM 3519/2006)

Azione sismica

Nel D.M. 17/01/2018 l'obiettivo nei riguardi dell'azione sismica è il controllo del livello di danneggiamento della costruzione a fronte dei terremoti che possono verificarsi nel sito di costruzione.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A) ed in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nella successiva tabella, nel periodo di riferimento V_R .

Il periodo di riferimento V_R si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U definito, al variare della classe d'uso.

La vita nominale V_N relativa al presente intervento di progetto è di 50 anni (tipo di costruzione 2 “Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale”).

La classe d'uso utilizzata è:

Classe II: “Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.”

A tale classe corrisponde un coefficiente d'uso C_U pari a 1,0.

In questo modo si ottiene un periodo di riferimento V_R di 50 anni.

Le forme degli spettri di risposta sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 : 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.

Nota la vita di riferimento della costruzione V_R e la probabilità di superamento nella vita di riferimento P_{VR} associate a ciascuno degli stati limite considerati, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili è possibile ricavare le corrispondenti azioni sismiche. Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R , espresso in anni rappresenta il parametro caratterizzante la pericolosità sismica.

Esso è legato a P_{VR} e V_R dalla:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Il sito di interesse ricade nel Comune di Paese (TV) al confine nord, al passaggio con il territorio comunale di Trevignano e presenta le seguenti coordinate:

Coordinate	Datum ED50
Latitudine	45,739066
Longitudine	12,131217

In base a tali valori si ottengono i valori dei parametri precedentemente citati rappresentati nella successiva tabella per i vari periodi di ritorno.

T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c (s)
30	0,049	2,452	0,236
50	0,065	2,459	0,256
72	0,079	2,445	0,265
101	0,094	2,432	0,274
140	0,110	2,409	0,284
201	0,131	2,402	0,293
475	0,190	2,422	0,321
975	0,257	2,444	0,339
2475	0,374	2,425	0,364

*Valori a_g , F_0 , T_c * per vari periodi di ritorno T_R*

Scelta della strategia di progettazione

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO).**
- **Stato Limite di Danno (SLD).**

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).**
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).**

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella.

Stati Limite	PVR : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R		T_R (anni)
Stati limite di esercizio	SLO	81%	30
	SLD	63%	50
Stati limite ultimi	SLV	10%	475
	SLC	5%	975

Probabilità di superamento PVR e periodo di ritorno T_R

I parametri a_g , F_0 , T_c^* per i periodi di riferimento corrispondenti agli stati limite considerati sono di seguito riportati in forma tabulare.

STATO LIMITE	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)
SLO	30	0,049	2,452	0,236
SLD	50	0,065	2,459	0,256
SLV	475	0,190	2,422	0,321
SLC	975	0,257	2,444	0,339

Valori a_g, F_0, T_c^ per i diversi stati limite*

La scelta dello stato limite da utilizzare dipenderà dalle verifiche che il progettista intenderà eseguire.

CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE E DEI CEDIMENTI

Di seguito si propone il calcolo della capacità portante con il metodo della pressione ammissibile e la verifica allo stato limite ultimo (SLU) di tipo geotecnico (GEO).

Si utilizza la formula di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = C_u N_c s_c d_c i_c b_c g_c + \gamma_1 D N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0,5 \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

dove:

C_u : coesione non drenata (Kg/cm^2);

γ_1 : peso di volume del terreno sopra il piano di fondazione (Kg/cm^3);

γ_2 : peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione (Kg/cm^3);

D: profondità minima di posa della fondazione (m);

N_c, N_q, N_γ : fattori di capacità portante adimensionali;
 s_c, s_γ, s_q : fattori di forma;
 d_c, d_γ, d_q : fattori di correzione per l'approfondimento;
 i_c, i_γ, i_q : fattori correttivi per carichi inclinati;
 b_c, b_γ, b_q : fattori correttivi per l'inclinazione della fondazione;
 g_c, g_γ, g_q : fattori correttivi fondazioni su pendio.

Viste le strutture in progetto, le verifiche vengono condotte per ciascuna nuova costruzione, sull'ipotesi di una fondazione di tipo platea superficiale, sulla base del modello geotecnico del terreno rilevato nell'area e desunto dai dati penetrometrici.

Pressione ammissibile

Per la struttura che ospiterà i due digestori anaerobici si verifica una fondazione di tipo platea avente dimensioni di 29 x 58 m posta a -0,50 m di profondità, si considera che la rottura avvenga in corrispondenza dei terreni sabbioso ghiaiosi che si rilevano complessivamente al letto dei terreni aerati superficiali, ai quali si attribuisce cautelativamente un angolo d'attrito minimo di 31°.

La pressione ammissibile risulta pari a:

$$q_a = 4,68 \text{ kg/cm}^2 \text{ (459,38 kN/m}^2\text{)}$$

Per la struttura che ospiterà il Gas Upgrading System si verifica una fondazione di tipo platea avente dimensioni di 15 x 19 m posta a -0,50 m di profondità, si considera che la rottura avvenga in corrispondenza dei terreni sabbioso ghiaiosi che si rilevano complessivamente al letto dei terreni aerati superficiali, ai quali si attribuisce cautelativamente un angolo d'attrito minimo di 31°.

La pressione ammissibile risulta pari a:

$$q_a = 2,36 \text{ kg/cm}^2 \text{ (232,08 kN/m}^2\text{)}$$

Per la struttura che ospiterà il controllo qualità si verifica una fondazione di tipo platea avente dimensioni di 7,5 x 10,0 m posta a -0,50 m di profondità, si considera che la rottura avvenga in corrispondenza dei terreni sabbioso ghiaiosi che si rilevano complessivamente al letto dei terreni aerati superficiali, ai quali si attribuisce cautelativamente un angolo d'attrito minimo di 34°.

La pressione ammissibile risulta pari a:

$$q_a = 1,96 \text{ kg/cm}^2 \text{ (192,56 kN/m}^2\text{)}$$

Per la struttura che ospiterà il Sistema di Compressione si verifica una fondazione di tipo platea avente dimensioni di 13 x 15 m posta a -0,50 m di profondità, si considera che la rottura avvenga in corrispondenza dei terreni sabbioso ghiaiosi che si rilevano complessivamente al letto dei terreni aerati superficiali, ai quali si attribuisce cautelativamente un angolo d'attrito minimo di 31°.

La pressione ammissibile risulta pari a:

$$q_a = 2,05 \text{ kg/cm}^2 \text{ (201,00 kN/m}^2\text{)}$$

Stati Limite Ultimi

Di seguito si riporta il risultato del calcolo anche nel caso di verifica allo stato limite ultimo SLU di tipo geotecnico (GEO) nel caso di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

Le verifiche allo SLU (paragrafo 6.4.3.1 delle NTC2018) devono essere effettuate tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II, 6.4.I, secondo:

Approccio 2: - Combinazione (A1+M1+R3)

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1} .

Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

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

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

In particolare, considerato l'approccio 2 (A1+M1+R3), si calcola:

IPOTESI	Rd (kg/cm ²)	Rd (kN/m ²)
Platea digestori	6,11	599,19
Platea Upgrading	3,08	302,72
Platea Controllo Q.	2,56	251,17
Platea S. Compressione	2,67	262,18

Di seguito viene proposto il valore di capacità portante per ciascuna ipotesi, determinato tenendo conto dell'azione sismica ed in particolare si considera lo Stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV.

Gli effetti del sisma di progetto vengono introdotti nel calcolo della Q_{lim} mediante l'introduzione dei fattori correttivi "z" determinati con le seguenti formule proposte dagli autori Paolucci e Pecker:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{tg\phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

dove :

K_h : coefficiente sismico orizzontale;

ϕ : angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Per il calcolo del coefficiente K_h il software utilizza le relazioni proposte nelle NTC 2008 dove:

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

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

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

g = accelerazione di gravità;

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

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

Si evidenzia come essi entrino in gioco solamente nel caso di terreni di fondazione prevalentemente incoerenti e quindi nel caso di verifiche condotte in condizioni drenate.

IPOTESI	Rd sisma (kg/cm ²)	Rd sisma (kN/m ²)
Platea digestori	5,80	569,40
Platea Upgrading	2,93	287,66
Platea Controllo Q.	2,45	240,10
Platea S. Compressione	2,54	249,14

Le opere previste devono essere verificate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale, ovvero sia in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni, che in relazione alle prestazioni attese. Le opportune e necessarie verifiche dovranno pertanto essere eseguite, in sede di progettazione geotecnica, sulla base di dati dettagliati e specifici, relativi alle azioni di progetto ed ai requisiti prestazionali.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione.

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Cedimenti

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

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

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

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

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

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

Se invece il terreno è normalconsolidato ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione e il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

RR Rapporto di ricomprensione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

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

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

In alternativa ai parametri RR e CR si fa riferimento al modulo edometrico M .

Il sottosuolo viene suddiviso in strati omogenei di spessore H , in corrispondenza della profondità media di ogni strato viene calcolato l'incremento di pressione effettiva ΔP provocato dal carico della fondazione, con il metodo di Boussinesq.

Il cedimento di ogni singolo strato viene quindi calcolato attraverso la:

$$\Delta S_i = \frac{(H_i \times \Delta P_i)}{Ed_i}$$

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

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

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

Δq rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;

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

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

B/2 per fondazione circolare o quadrata

B per fondazioni nastriformi

e vale

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

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

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

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

C_1 e **C_2** sono due coefficienti correttivi.

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

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

Le espressioni dei due coefficienti **C_1** e **C_2** sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

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

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

Il cedimento complessivo viene calcolato sommando i contributi dei singoli strati:

$$S = \sum \Delta S_i$$

I cedimenti calcolati, per ciascuna fondazione verificata, sono riassunti nella tabella che segue, con i relativi carichi di progetto considerati.

IPOTESI	Carico considerato (kN/m ²)	cedimenti (mm)
Platea digestori	60	13
Platea Upgrading	50	10
Platea Controllo Q.	50	5
Platea S. Compressione	50	10

In Allegato 5 vengono riportati i reports delle verifiche geotecniche eseguite.

VERIFICA DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

In base alle direttive precedentemente citate deve essere verificata, per i terreni di fondazione nell'area in esame, la suscettibilità alla liquefazione.

Questo fenomeno comporta una diminuzione di resistenza al taglio, causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

Dato il contesto idrogeologico e litologico viene esclusa la verifica alla liquefazione.



DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Foto 1: Esecuzione prova DPSH1



Foto 2: Esecuzione prova DPSH2



Foto 3: Esecuzione prova DPSH3



Foto 4: Esecuzione prova DPSH4



Foto 5: Esecuzione prova CPT5



Foto 6: Esecuzione prova DPSH6



Foto 7: Esecuzione prova DPSH7



Foto 8: Esecuzione prova DPSH8



Foto 9: Esecuzione indagine sismica passiva a stazione singola T1



Foto 10: Esecuzione indagine MASW

Allegato 1

Prove penetrometriche dinamiche

Servizi Geologici s.r.l.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Certificato n°: 0019/19

Data emissione: 15/01/2019

COMMITTENTE: SPINLIFE S.R.L.

CANTIERE: via Istituto Agrario

LOCALITA': Paese - Trevignano (TV)

RESPONSABILE DI SITO: Dott. Francesco Morbin

ATTREZZATURA: DPSH TG 63-200 PAGANI

QUOTA P.C.: m s.l.m.

QUOTA FALDA: m da p.c.

DIRETTORE DI LABORATORIO: Dott. Francesco Morbin

DATA INIZIO: 10/01/2019

DATA FINE: 10/01/2019

Prova n°

DPSH1

UBICAZIONE PUNTO DI INDAGINE: vedi Relazione

COORDINATE GEOGRAFICHE Lat. 0 N Long. 0 E

INFORMAZIONI SULLA PROVA Preforo 0,0 m Prof. Finale 2,8

OPERATORE: Massimiliano Mengato

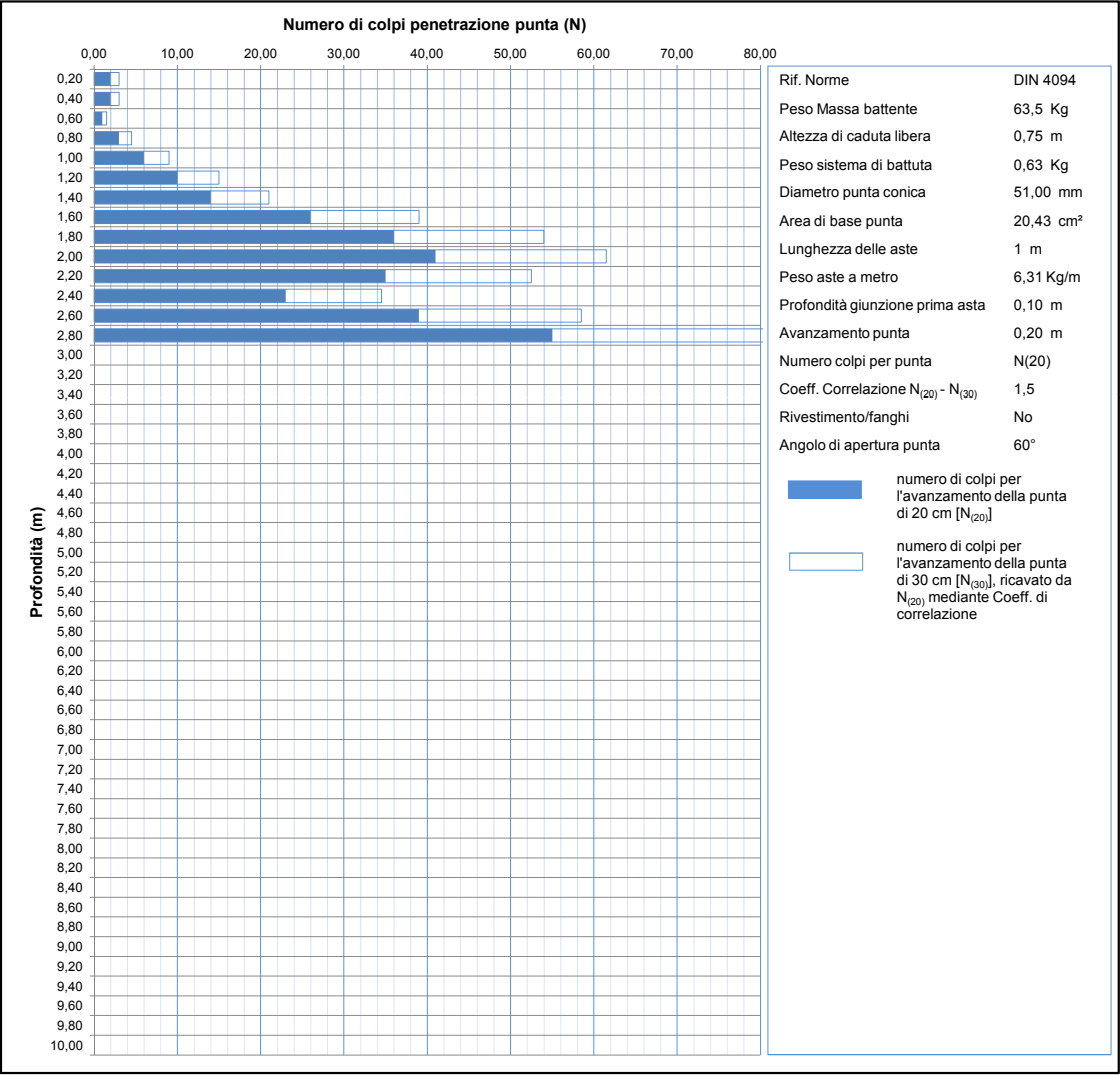
ANOMALIE RISCONTRATE ED EVENTUALI NOTE:

Pagina: 1

Tot. Pagine: 1

Rif. MQ 7.5.1 - rev.0 del 30/09/2013

PROF.	N ₍₂₀₎	N ₍₃₀₎
0,20	2,00	3,0
0,40	2,00	3,0
0,60	1,00	1,5
0,80	3,00	4,5
1,00	6,00	9,0
1,20	10,00	15,0
1,40	14,00	21,0
1,60	26,00	39,0
1,80	36,00	54,0
2,00	41,00	61,5
2,20	35,00	52,5
2,40	23,00	34,5
2,60	39,00	58,5
2,80	55,00	82,5
3,00		
3,20		
3,40		
3,60		
3,80		
4,00		
4,20		
4,40		
4,60		
4,80		
5,00		
5,20		
5,40		
5,60		
5,80		
6,00		
6,20		
6,40		
6,60		
6,80		
7,00		
7,20		
7,40		
7,60		
7,80		
8,00		
8,20		
8,40		
8,60		
8,80		
9,00		
9,20		
9,40		
9,60		
9,80		
10,00		



Servizi Geologici s.r.l.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Certificato n°: 0020/19

Data emissione: 15/01/2019

COMMITTENTE: SPINLIFE S.R.L.

CANTIERE: via Istituto Agrario

LOCALITA': Paese - Trevignano (TV)

RESPONSABILE DI SITO: Dott. Francesco Morbin

ATTREZZATURA: DPSH TG 63-200 PAGANI

QUOTA P.C.: m s.l.m.

QUOTA FALDA: m da p.c.

DIRETTORE DI LABORATORIO: Dott. Francesco Morbin

DATA INIZIO: 10/01/2019

DATA FINE: 10/01/2019

Prova n°

DPSH2

Pagina: 1

Tot. Pagine: 1

UBICAZIONE PUNTO DI INDAGINE: vedi Relazione

COORDINATE GEOGRAFICHE Lat. 0 N Long. 0 E

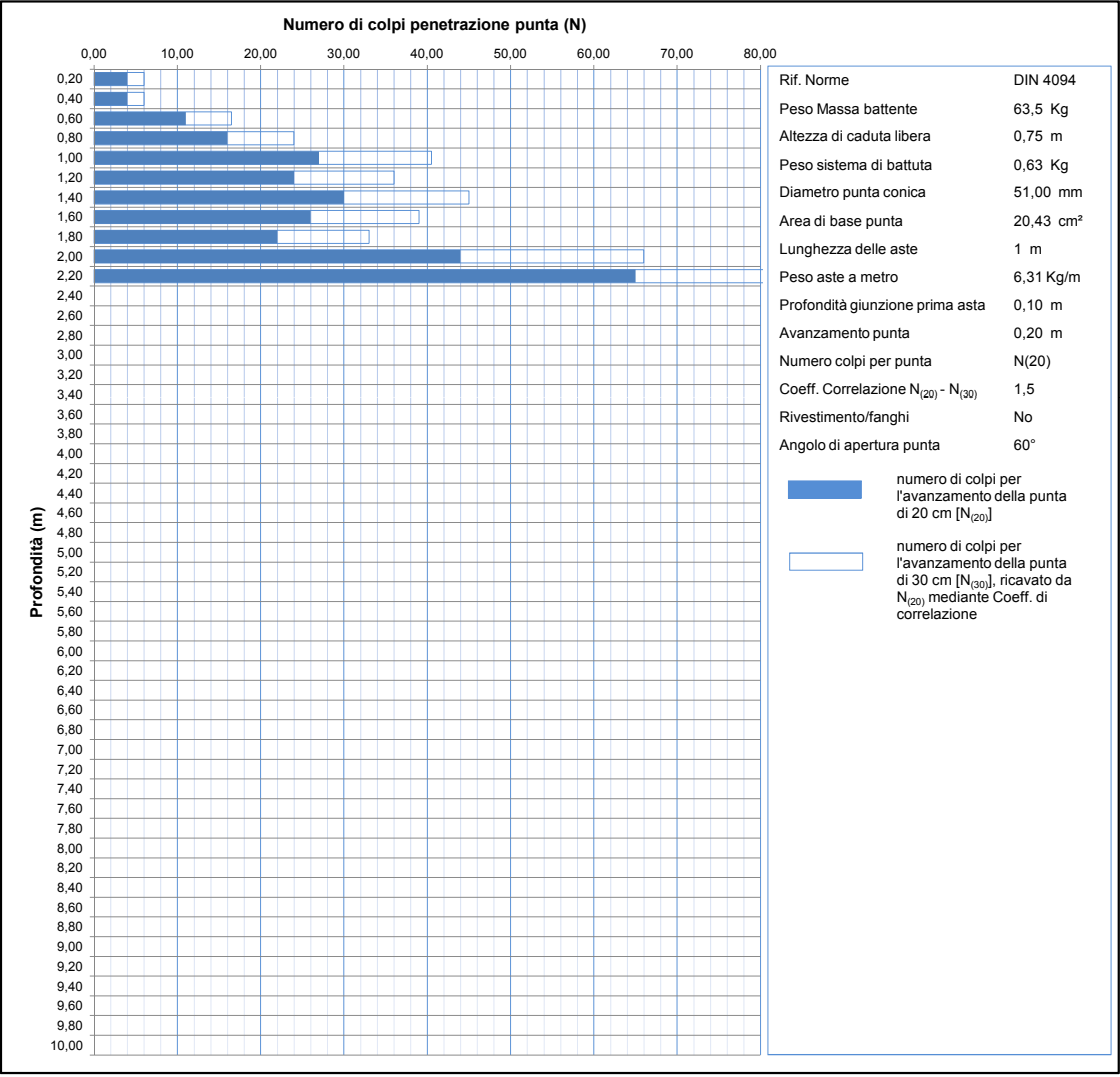
INFORMAZIONI SULLA PROVA Preforo 0,0 m Prof. Finale 2,2

OPERATORE: Massimiliano Mengato

ANOMALIE RISCONTRATE ED EVENTUALI NOTE:

Rif. MQ 7.5.1 - rev.0 del 30/09/2013

PROF.	N ₍₂₀₎	N ₍₃₀₎
0,20	4,00	6,0
0,40	4,00	6,0
0,60	11,00	16,5
0,80	16,00	24,0
1,00	27,00	40,5
1,20	24,00	36,0
1,40	30,00	45,0
1,60	26,00	39,0
1,80	22,00	33,0
2,00	44,00	66,0
2,20	65,00	97,5
2,40		
2,60		
2,80		
3,00		
3,20		
3,40		
3,60		
3,80		
4,00		
4,20		
4,40		
4,60		
4,80		
5,00		
5,20		
5,40		
5,60		
5,80		
6,00		
6,20		
6,40		
6,60		
6,80		
7,00		
7,20		
7,40		
7,60		
7,80		
8,00		
8,20		
8,40		
8,60		
8,80		
9,00		
9,20		
9,40		
9,60		
9,80		
10,00		

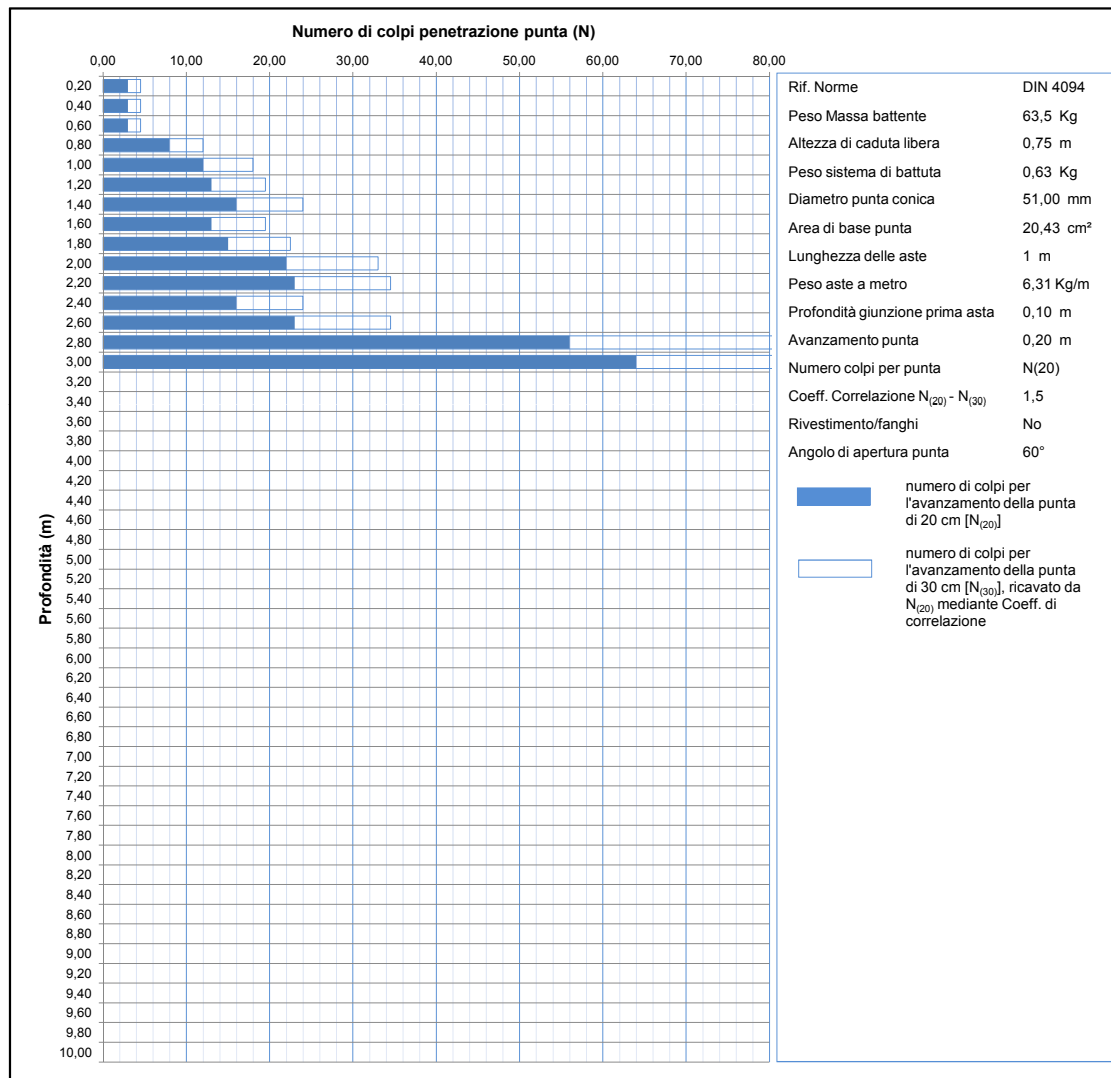


Servizi Geologici s.r.l.	PROVA PENETROMETRICA DINAMICA	Certificato n°: 0021/19
		Data emissione: 15/01/2019
COMMITTENTE: SPINLIFE S.R.L.		Prova n°
CANTIERE: via Istituto Agrario	QUOTA P.C.: m s.l.m.	DPSH3
LOCALITA': Paese - Trevignano (TV)	QUOTA FALDA: m da p.c.	
RESPONSABILE DI SITO: <i>Dott. Francesco Morbin</i>	DIRETTORE DI LABORATORIO: <i>Dott. Francesco Morbin</i>	
ATTREZZATURA: DPSH TG 63-200 PAGANI	DATA INIZIO: 10/01/2019	DATA FINE: 10/01/2019

Pagina: 1	
Tot. Pagine: 1	
UBICAZIONE PUNTO DI INDAGINE: vedi Relazione	
COORDINATE GEOGRAFICHE	Lat. 0 N Long. 0 E
INFORMAZIONI SULLA PROVA	Preforo 0,0 m Prof. Finale 3,0
OPERATORE: Massimiliano Mengato	
ANOMALIE RISCONTRATE ED EVENTUALI NOTE:	

Rif. MQ 7.5.1 - rev.0 del 30/09/2013

PROF.	N ₍₂₀₎	N ₍₃₀₎
0,20	3,00	4,5
0,40	3,00	4,5
0,60	3,00	4,5
0,80	8,00	12,0
1,00	12,00	18,0
1,20	13,00	19,5
1,40	16,00	24,0
1,60	13,00	19,5
1,80	15,00	22,5
2,00	22,00	33,0
2,20	23,00	34,5
2,40	16,00	24,0
2,60	23,00	34,5
2,80	56,00	84,0
3,00	64,00	96,0
3,20		
3,40		
3,60		
3,80		
4,00		
4,20		
4,40		
4,60		
4,80		
5,00		
5,20		
5,40		
5,60		
5,80		
6,00		
6,20		
6,40		
6,60		
6,80		
7,00		
7,20		
7,40		
7,60		
7,80		
8,00		
8,20		
8,40		
8,60		
8,80		
9,00		
9,20		
9,40		
9,60		
9,80		
10,00		



Servizi Geologici s.r.l. - Via Busiagio, 106/2 Marsango di Campo San Martino (PD) - Tel. 049 9620033 - info@serviziigeologici.it

COMMITTENTE: SPINLIFE S.R.L.

CANTIERE: via Istituto Agrario

QUOTA P.C.: m s.l.m.

Prova n°
DPSH4

LOCALITA': Paese - Trevignano (TV)

QUOTA FALDA: m da p.c.

RESPONSABILE DI SITO: Dott. Francesco Morbin

DIRETTORE DI LABORATORIO: Dott. Francesco Morbin

ATTREZZATURA: DPSH TG 63-200 PAGANI

DATA INIZIO: 10/01/2019

DATA FINE: 10/01/2019

UBICAZIONE PUNTO DI INDAGINE: vedi Relazione

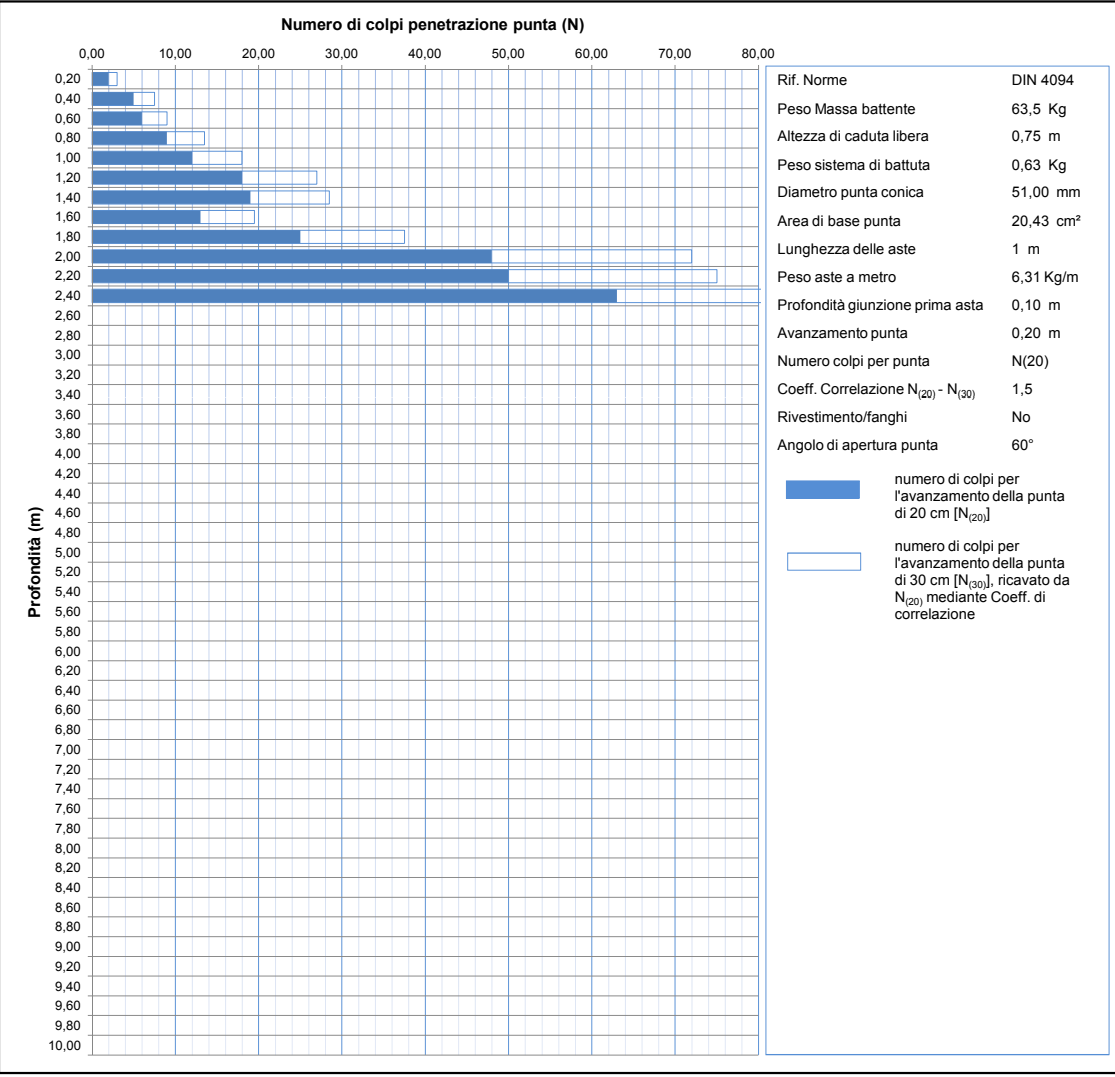
COORDINATE GEOGRAFICHE Lat. 0 N Long. 0 E

INFORMAZIONI SULLA PROVA Preforo 0,0 m Prof. Finale 2,4

OPERATORE: Massimiliano Mengato

ANOMALIE RISCONTRATE ED EVENTUALI NOTE:

PROF.	N ₍₂₀₎	N ₍₃₀₎
0,20	2,00	3,0
0,40	5,00	7,5
0,60	6,00	9,0
0,80	9,00	13,5
1,00	12,00	18,0
1,20	18,00	27,0
1,40	19,00	28,5
1,60	13,00	19,5
1,80	25,00	37,5
2,00	48,00	72,0
2,20	50,00	75,0
2,40	63,00	94,5
2,60		
2,80		
3,00		
3,20		
3,40		
3,60		
3,80		
4,00		
4,20		
4,40		
4,60		
4,80		
5,00		
5,20		
5,40		
5,60		
5,80		
6,00		
6,20		
6,40		
6,60		
6,80		
7,00		
7,20		
7,40		
7,60		
7,80		
8,00		
8,20		
8,40		
8,60		
8,80		
9,00		
9,20		
9,40		
9,60		
9,80		
10,00		



COMMITTENTE: SPINLIFE S.R.L.

CANTIERE: via Istituto Agrario

QUOTA P.C.: m s.l.m.

Prova n°

DPSH5

LOCALITA': Paese - Trevignano (TV)

QUOTA FALDA: m da p.c.

RESPONSABILE DI SITO: Dott. Francesco Morbin

DIRETTORE DI LABORATORIO: Dott. Francesco Morbin

ATTREZZATURA: DPSH TG 63-200 PAGANI

DATA INIZIO: 10/01/2019

DATA FINE: 10/01/2019

UBICAZIONE PUNTO DI INDAGINE: vedi Relazione

COORDINATE GEOGRAFICHE Lat. 0 N Long. 0 E

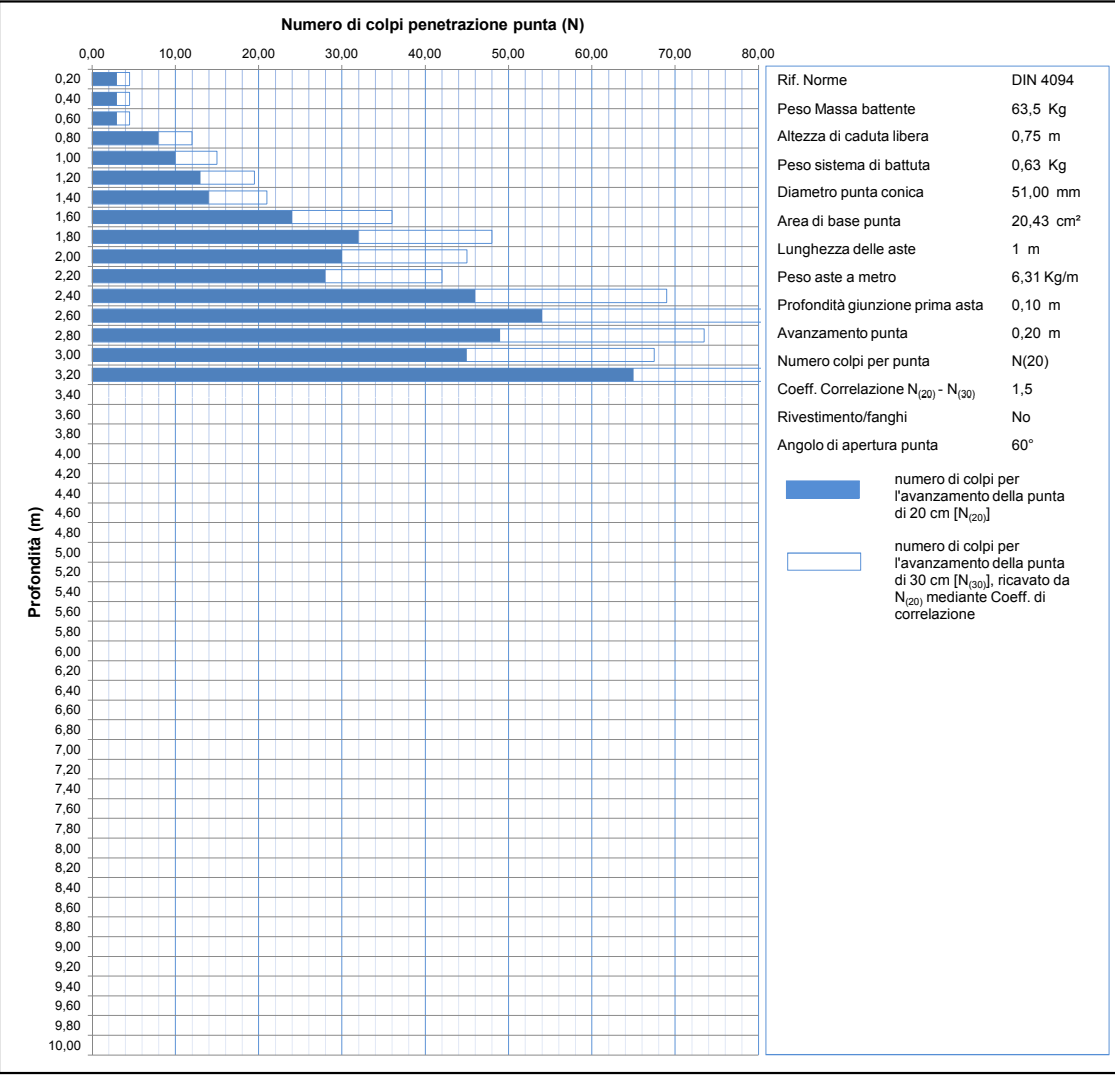
INFORMAZIONI SULLA PROVA Preforo 0,0 m Prof. Finale 3,2

OPERATORE: Massimiliano Mengato

ANOMALIE RISCONTRATE ED EVENTUALI NOTE:

Rif. MQ 7.5.1 - rev.0 del 30/09/2013

PROF.	N ₍₂₀₎	N ₍₃₀₎
0,20	3,00	4,5
0,40	3,00	4,5
0,60	3,00	4,5
0,80	8,00	12,0
1,00	10,00	15,0
1,20	13,00	19,5
1,40	14,00	21,0
1,60	24,00	36,0
1,80	32,00	48,0
2,00	30,00	45,0
2,20	28,00	42,0
2,40	46,00	69,0
2,60	54,00	81,0
2,80	49,00	73,5
3,00	45,00	67,5
3,20	65,00	97,5
3,40		
3,60		
3,80		
4,00		
4,20		
4,40		
4,60		
4,80		
5,00		
5,20		
5,40		
5,60		
5,80		
6,00		
6,20		
6,40		
6,60		
6,80		
7,00		
7,20		
7,40		
7,60		
7,80		
8,00		
8,20		
8,40		
8,60		
8,80		
9,00		
9,20		
9,40		
9,60		
9,80		
10,00		



Servizi Geologici s.r.l. - Via Busiagio, 106/2 Marsango di Campo San Martino (PD) - Tel. 049 9620033 - info@serviziigeologici.it

Servizi Geologici s.r.l.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Certificato n°: 0024/19
Data emissione: 15/01/2019

COMMITTENTE: SPINLIFE S.R.L.

CANTIERE: via Istituto Agrario

LOCALITA': Paese - Trevignano (TV)

RESPONSABILE DI SITO: Dott. Francesco Morbin

ATTREZZATURA: DPSH TG 63-200 PAGANI

QUOTA P.C.: m s.l.m.

QUOTA FALDA: m da p.c.

DIRETTORE DI LABORATORIO: Dott. Francesco Morbin

DATA INIZIO: 10/01/2019

DATA FINE: 10/01/2019

Prova n° DPSH6

UBICAZIONE PUNTO DI INDAGINE: vedi Relazione

COORDINATE GEOGRAFICHE Lat. 0 N Long. 0 E

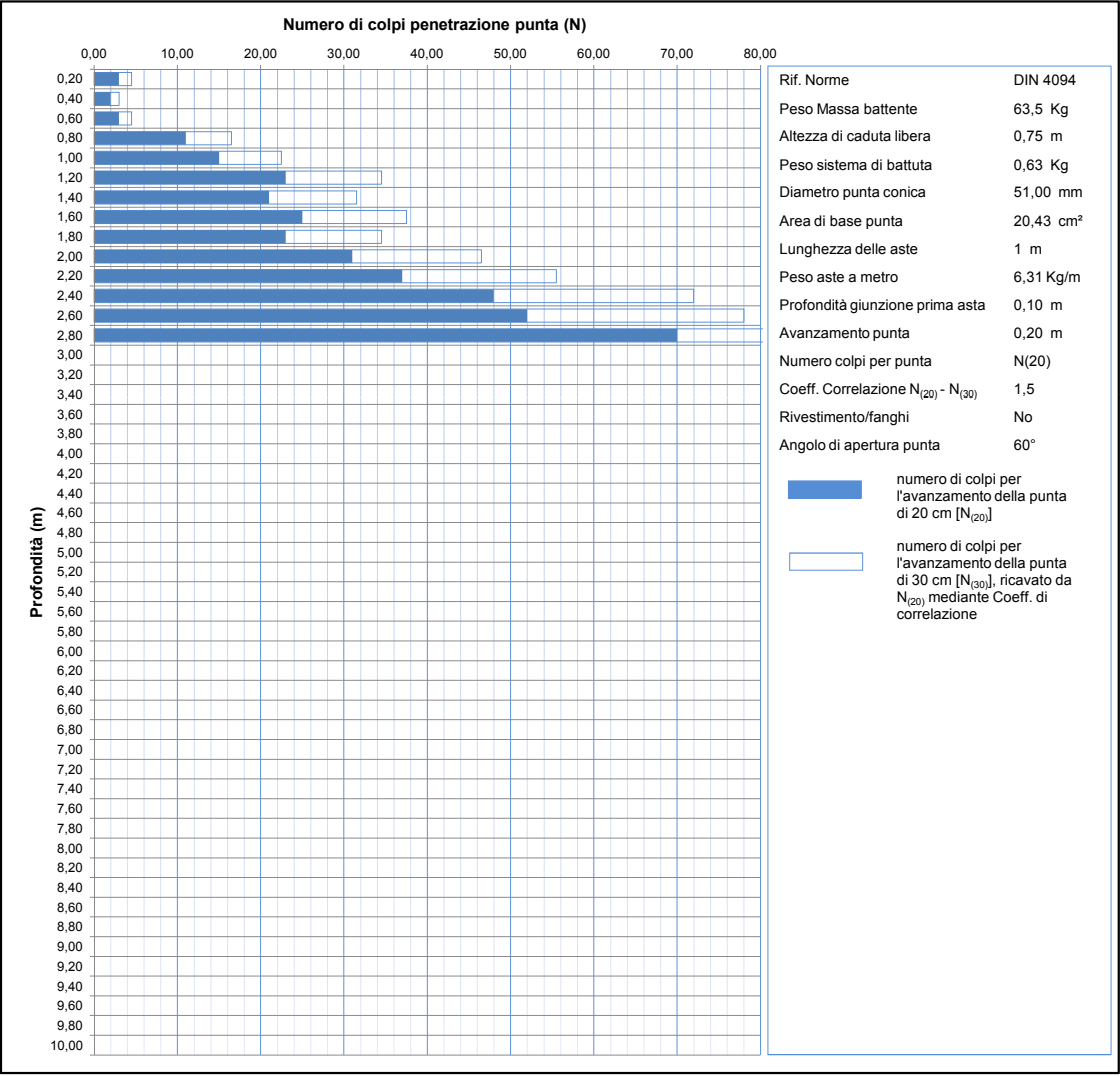
INFORMAZIONI SULLA PROVA Preforo 0,0 m Prof. Finale 2,8

OPERATORE: Massimiliano Mengato

ANOMALIE RISCONTRATE ED EVENTUALI NOTE:

Pagina: 1
Tot. Pagine: 1

PROF.	N ₍₂₀₎	N ₍₃₀₎
0,20	3,00	4,5
0,40	2,00	3,0
0,60	3,00	4,5
0,80	11,00	16,5
1,00	15,00	22,5
1,20	23,00	34,5
1,40	21,00	31,5
1,60	25,00	37,5
1,80	23,00	34,5
2,00	31,00	46,5
2,20	37,00	55,5
2,40	48,00	72,0
2,60	52,00	78,0
2,80	70,00	105,0
3,00		
3,20		
3,40		
3,60		
3,80		
4,00		
4,20		
4,40		
4,60		
4,80		
5,00		
5,20		
5,40		
5,60		
5,80		
6,00		
6,20		
6,40		
6,60		
6,80		
7,00		
7,20		
7,40		
7,60		
7,80		
8,00		
8,20		
8,40		
8,60		
8,80		
9,00		
9,20		
9,40		
9,60		
9,80		
10,00		



Servizi Geologici s.r.l.

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Certificato n°: 0025/19

Data emissione: 15/01/2019

COMMITTENTE: SPINLIFE S.R.L.

CANTIERE: via Istituto Agrario

LOCALITA': Paese - Trevignano (TV)

RESPONSABILE DI SITO: Dott. Francesco Morbin

ATTREZZATURA: DPSH TG 63-200 PAGANI

QUOTA P.C.: m s.l.m.

QUOTA FALDA: m da p.c.

DIRETTORE DI LABORATORIO: Dott. Francesco Morbin

DATA INIZIO: 10/01/2019

DATA FINE: 10/01/2019

Prova n°

DPSH7

UBICAZIONE PUNTO DI INDAGINE: vedi Relazione

COORDINATE GEOGRAFICHE Lat. 0 N Long. 0 E

INFORMAZIONI SULLA PROVA Preforo 0,0 m Prof. Finale 3,0

OPERATORE: Massimiliano Mengato

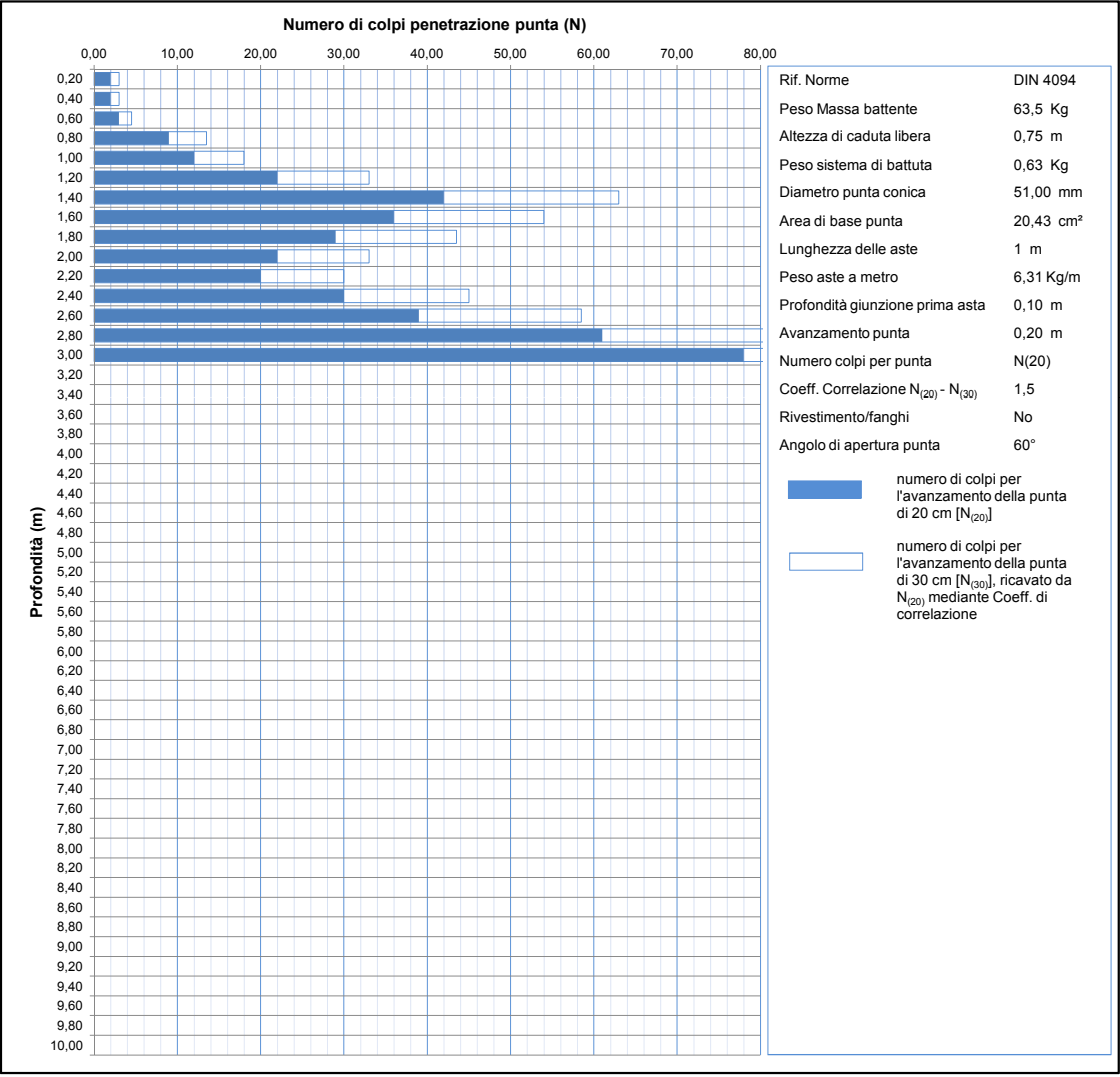
ANOMALIE RISCONTRATE ED EVENTUALI NOTE:

Pagina: 1

Tot. Pagine: 1

Rif. MO 7.5.1 - rev.0 del 30/09/2013

PROF.	N ₍₂₀₎	N ₍₃₀₎
0,20	2,00	3,0
0,40	2,00	3,0
0,60	3,00	4,5
0,80	9,00	13,5
1,00	12,00	18,0
1,20	22,00	33,0
1,40	42,00	63,0
1,60	36,00	54,0
1,80	29,00	43,5
2,00	22,00	33,0
2,20	20,00	30,0
2,40	30,00	45,0
2,60	39,00	58,5
2,80	61,00	91,5
3,00	78,00	117,0
3,20		
3,40		
3,60		
3,80		
4,00		
4,20		
4,40		
4,60		
4,80		
5,00		
5,20		
5,40		
5,60		
5,80		
6,00		
6,20		
6,40		
6,60		
6,80		
7,00		
7,20		
7,40		
7,60		
7,80		
8,00		
8,20		
8,40		
8,60		
8,80		
9,00		
9,20		
9,40		
9,60		
9,80		
10,00		

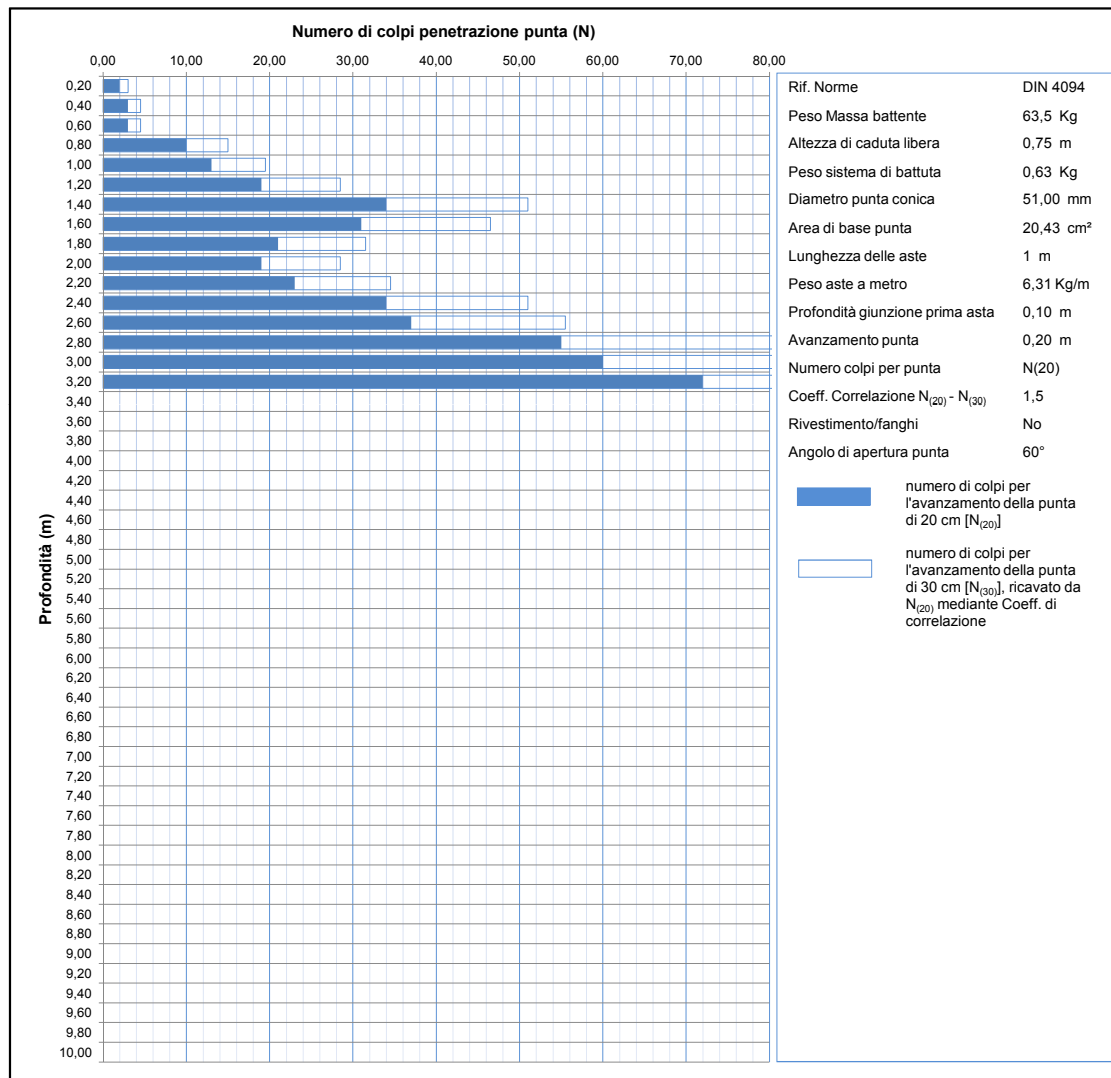


Servizi Geologici s.r.l.	PROVA PENETROMETRICA DINAMICA	Certificato n°: 0026/19
		Data emissione: 15/01/2019
COMMITTENTE: SPINLIFE S.R.L.		Prova n°
CANTIERE: via Istituto Agrario	QUOTA P.C.: m s.l.m.	DPSH8
LOCALITA': Paese - Trevignano (TV)	QUOTA FALDA: m da p.c.	
RESPONSABILE DI SITO: <i>Dott. Francesco Morbin</i>	DIRETTORE DI LABORATORIO: <i>Dott. Francesco Morbin</i>	
ATTREZZATURA: DPSH TG 63-200 PAGANI	DATA INIZIO: 10/01/2019	DATA FINE: 10/01/2019

Pagina: 1	
Tot. Pagine: 1	
UBICAZIONE PUNTO DI INDAGINE: vedi Relazione	
COORDINATE GEOGRAFICHE	Lat. 0 N Long. 0 E
INFORMAZIONI SULLA PROVA	Preforo 0,0 m Prof. Finale 3,2
OPERATORE: Massimiliano Mengato	
ANOMALIE RISCONTRATE ED EVENTUALI NOTE:	

Rif. MQ 7.5.1 - rev.0 del 30/09/2013

PROF.	N ₍₂₀₎	N ₍₃₀₎
0,20	2,00	3,0
0,40	3,00	4,5
0,60	3,00	4,5
0,80	10,00	15,0
1,00	13,00	19,5
1,20	19,00	28,5
1,40	34,00	51,0
1,60	31,00	46,5
1,80	21,00	31,5
2,00	19,00	28,5
2,20	23,00	34,5
2,40	34,00	51,0
2,60	37,00	55,5
2,80	55,00	82,5
3,00	60,00	90,0
3,20	72,00	108,0
3,40		
3,60		
3,80		
4,00		
4,20		
4,40		
4,60		
4,80		
5,00		
5,20		
5,40		
5,60		
5,80		
6,00		
6,20		
6,40		
6,60		
6,80		
7,00		
7,20		
7,40		
7,60		
7,80		
8,00		
8,20		
8,40		
8,60		
8,80		
9,00		
9,20		
9,40		
9,60		
9,80		
10,00		



Servizi Geologici s.r.l. - Via Busiagio, 106/2 Marsango di Campo San Martino (PD) - Tel. 049 9620033 - info@serviziigeologici.it

Allegato 2

*Certificato del sondaggio S1 e
documentazione fotografica*

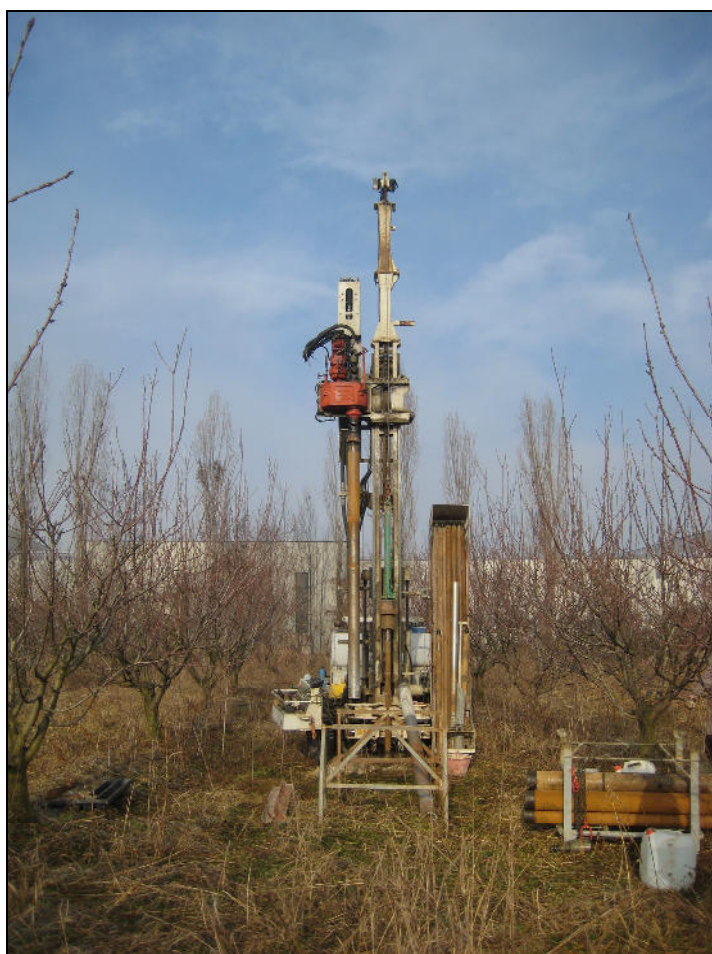
CERTIFICATO N°	0016/19	data emissione	10/01/2019	pag. 1/ 5
COMMESSA N°	4515	SPINLIFE Srl		
CANTIERE	Via Istituto Agrario – Trevignano (TV)			
TIPO DI PROVA	Sondaggio a carotaggio continuo	ID PROVA	S1	



Ubicazione Sondaggio S1

Responsabile di Sito	Responsabile di Laboratorio

CERTIFICATO N°	0016/19	data emissione	10/01/2019	pag. 2/ 5
COMMESSA N°	4515	SPINLIFE Srl		
CANTIERE	Via Istituto Agrario – Trevignano (TV)			
TIPO DI PROVA	Sondaggio a carotaggio continuo	ID PROVA	S1	



Piazzamento Sondaggio S1

Responsabile di Sito	Responsabile di Laboratorio

CERTIFICATO N°	0016/19	data emissione	10/01/2019	pag. 3/ 5
COMMESSA N°	4515	SPINLIFE Srl		
CANTIERE	Via Istituto Agrario – Trevignano (TV)			
TIPO DI PROVA	Sondaggio a carotaggio continuo	ID PROVA	S1	



Sondaggio S1- Contenuto cassetta catalogatrice (0,00 – 5,00 m)

Responsabile di Sito	Responsabile di Laboratorio

CERTIFICATO N°	0016/19	data emissione	10/01/2019	pag. 4/ 5
COMMESSA N°	4515	SPINLIFE Srl		
CANTIERE	Via Istituto Agrario – Trevignano (TV)			
TIPO DI PROVA	Sondaggio a carotaggio continuo	ID PROVA	S1	



Sondaggio S1- Contenuto cassetta catalogatrice (5,00 – 10,00 m)

Responsabile di Sito	Responsabile di Laboratorio

CERTIFICATO N°	0016/19	data emissione	10/01/2019	pag. 5/ 5
COMMESSA N°	4515	SPINLIFE Srl		
CANTIERE	Via Istituto Agrario – Trevignano (TV)			
TIPO DI PROVA	Sondaggio a carotaggio continuo	ID PROVA	S1	



Sondaggio S1- Contenuto cassetta catalogatrice (10,00 – 15,00 m)

Responsabile di Sito	Responsabile di Laboratorio
<i>Rutter Pen</i>	

Allegato 3

Report indagine sismica tipo MASW

Easy MASW

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

Moto del segnale sismico

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

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

Onde di Rayleigh – “R”

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

Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Modellizzazione

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

$$v = \lambda \times \nu$$

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

Modi di vibrazione

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

Profondità di indagine

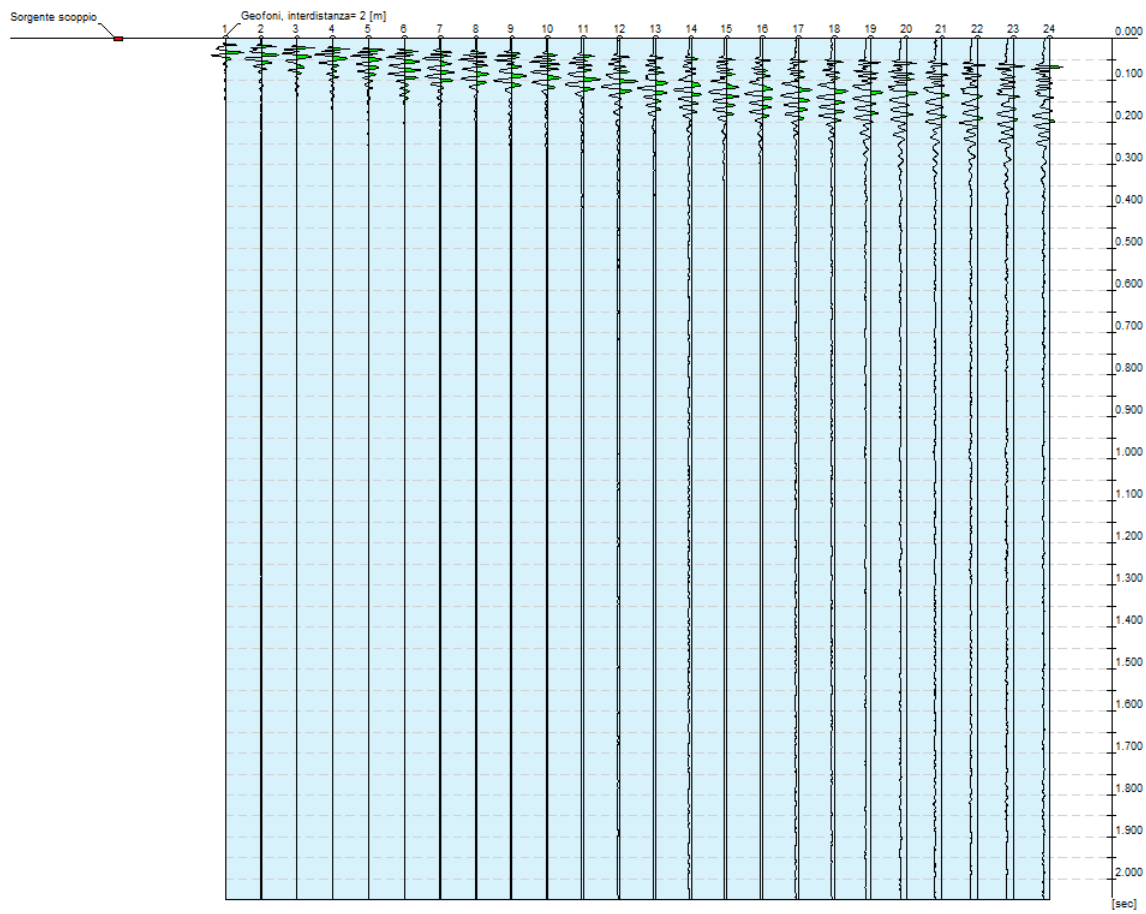
Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

Dati generali

Data	16/01/2019 04:34
-------------	------------------

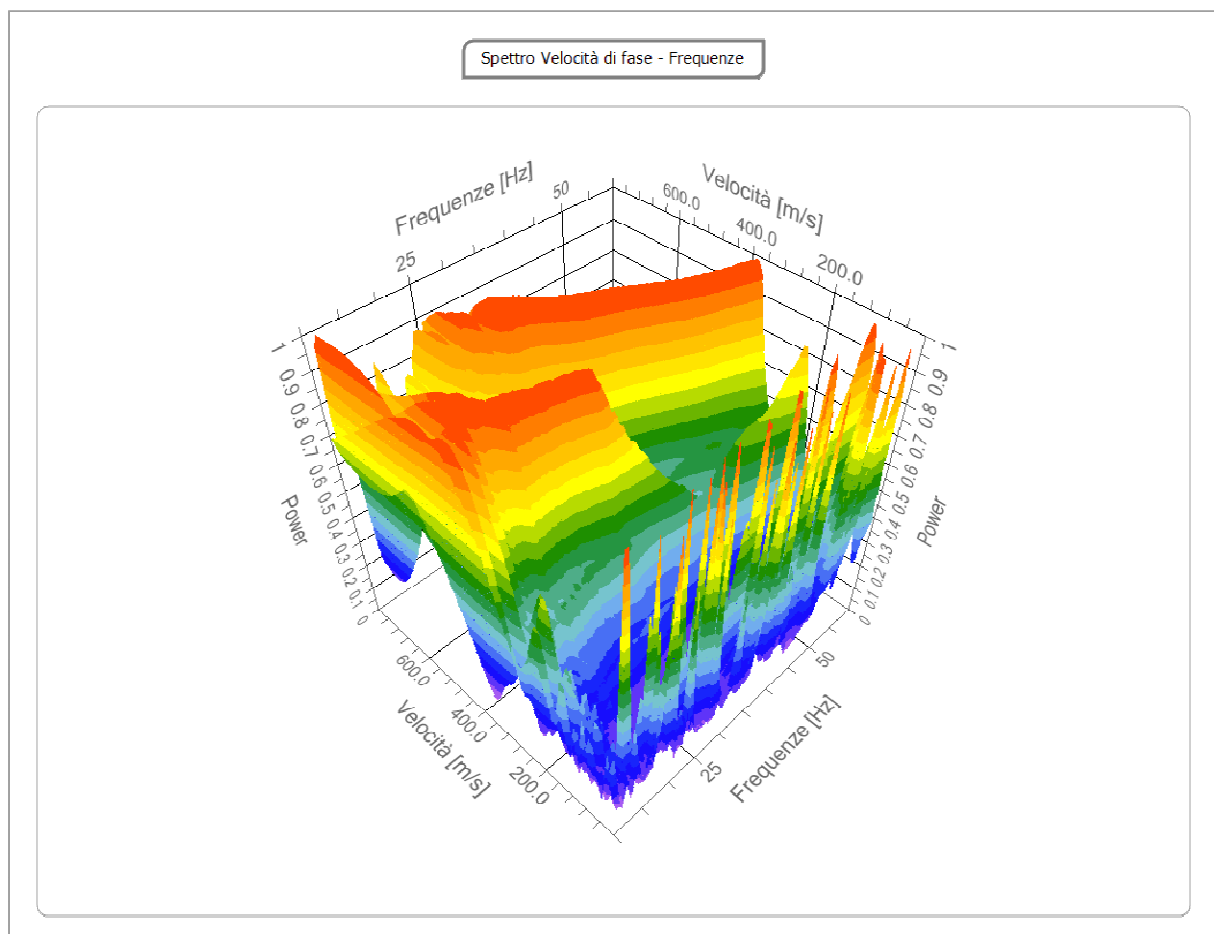
Tracce

N. tracce	24
Durata acquisizione [msec]	2048.0
Interdistanza geofoni [m]	2.0
Periodo di campionamento [msec]	1.00



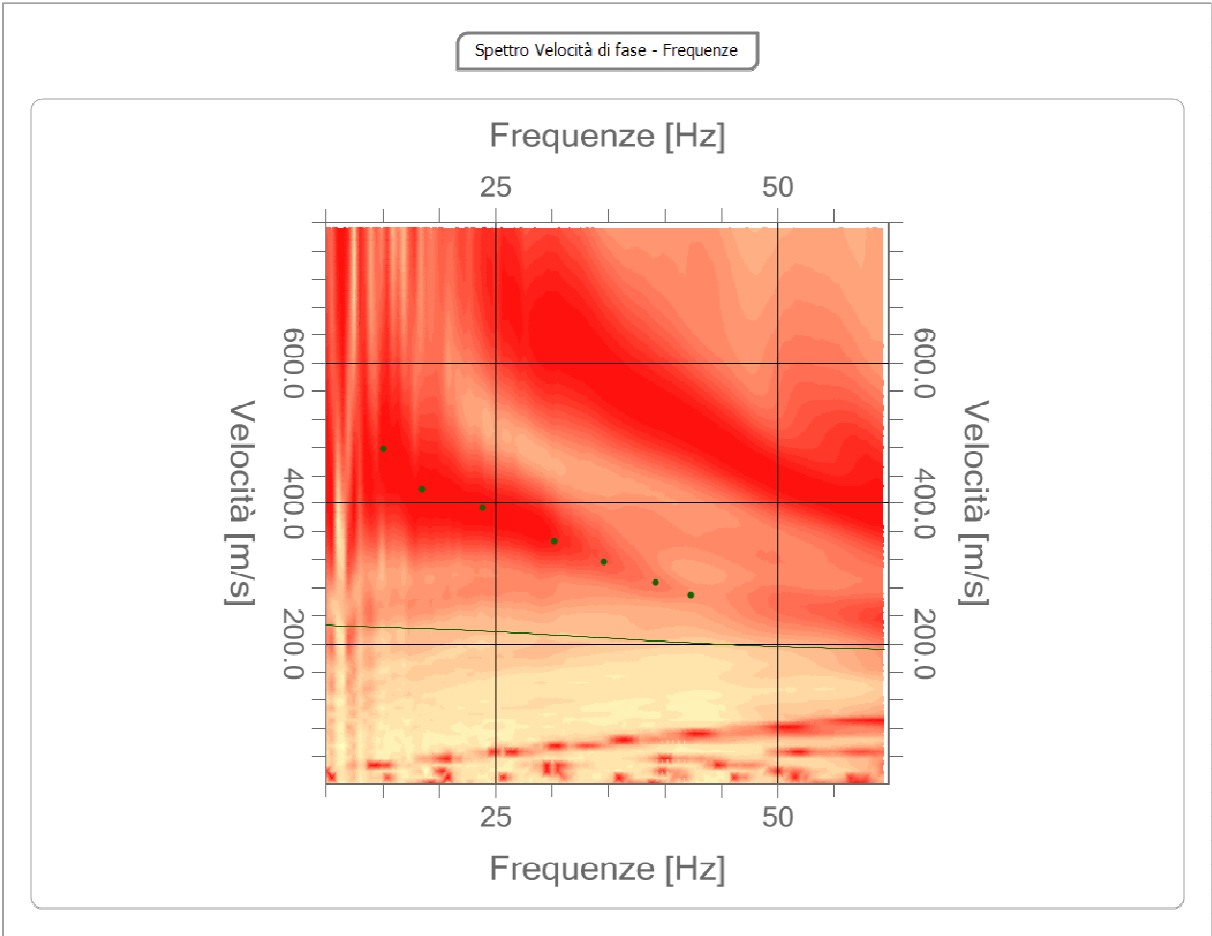
Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	10
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	60
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	800
Intervallo velocità [m/sec]	1



Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	15.1	478.4	0
2	18.5	419.5	0
3	23.9	393.2	0
4	30.2	345.8	0
5	34.6	316.4	0
6	39.2	286.9	0
7	42.4	269.0	0

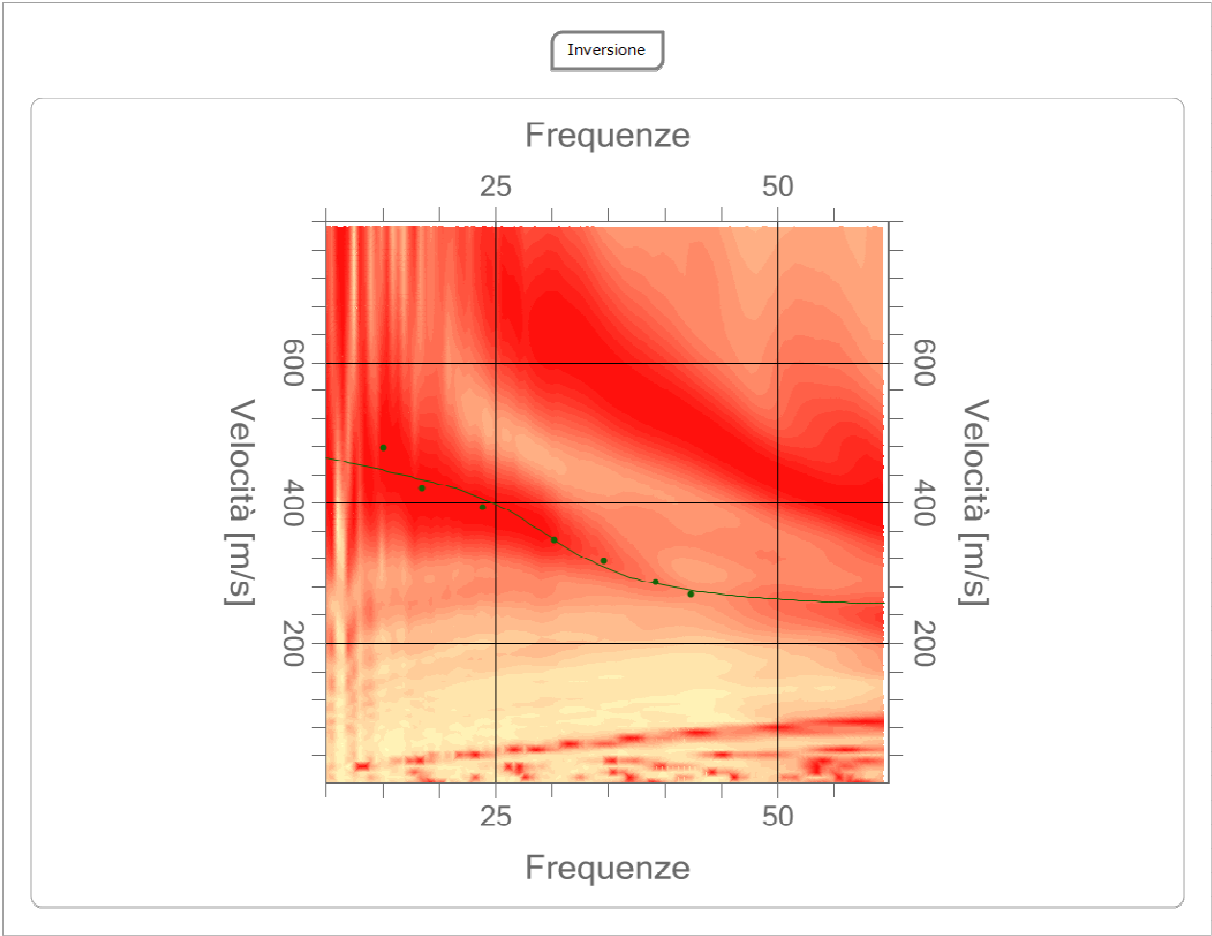


Inversione

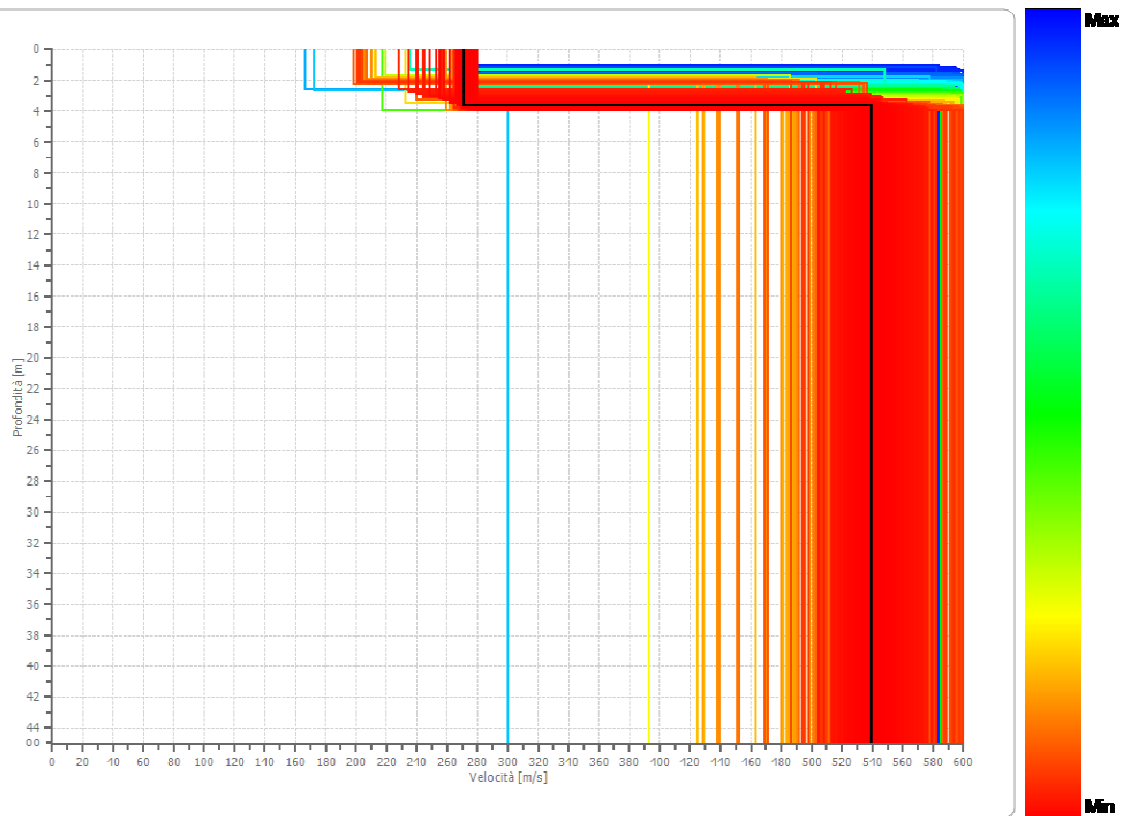
n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1		3.61	3.61	1800.0	0.3	No	506.6	270.8
2		oo	oo	1800.0	0.3	No	1009.0	539.3

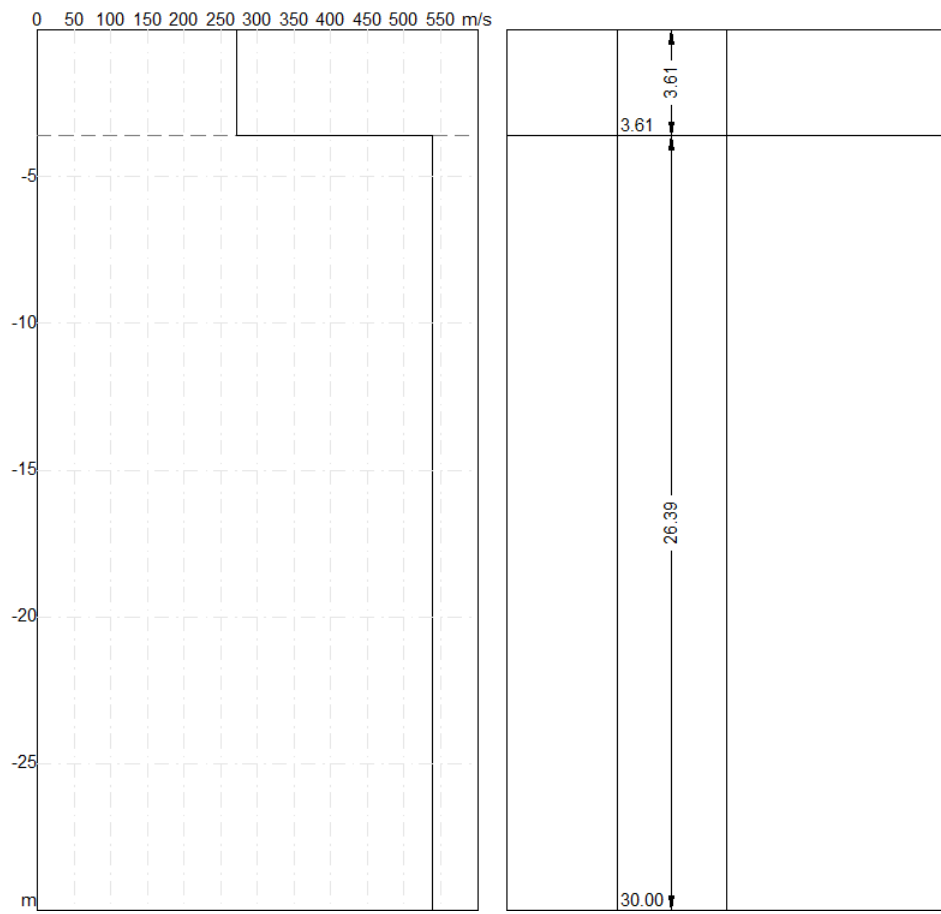
Percentuale di errore0.163 %

Fattore di disadattamento della soluzione0.034



Profilo di velocità





Risultati

Profondità piano di posa [m]	0.00
Vs,eq [m/sec] (H=30.00 m)	481.82
Categoria del suolo	B

Suolo di tipo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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.

Altri parametri geotecnici

n.	Profo ndità [m]	Spess ore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densi tà [kg/m c]	Coeffi ciente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]	NSPT	Qc [kPa]
1	3.61	3.61	270.8 1	506.6 4	1800. 00	0.30	132.0 1	462.0 3	286.0 2	343.2 3	N/A	3488. 01
2	oo	oo	539.3 1	1008. 96	1800. 00	0.30	523.5 5	1832. 41	1134. 35	1361. 22	0	N/A

G0: Modulo di deformazione al taglio;

Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

Ey: Modulo di Young;

Indice

Dati generali.....	4
Tracce.....	5
Analisi spettrale.....	6
Curva di dispersione.....	7
Inversione.....	9
Risultati.....	12
Altri parametri geotecnici.....	12
Indice.....	13

Allegato 4

*Report indagine sismica passiva
a stazione singola T1*

C4515 - PAESE - TREVIGNANO

Instrument: TRZ-0027/01-09

Start recording: 10/01/19 14:58:55 End recording: 10/01/19 15:18:55

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

GPS data not available

Trace length: 0h20'00". Analyzed 85% trace (manual window selection)

Sampling rate: 128 Hz

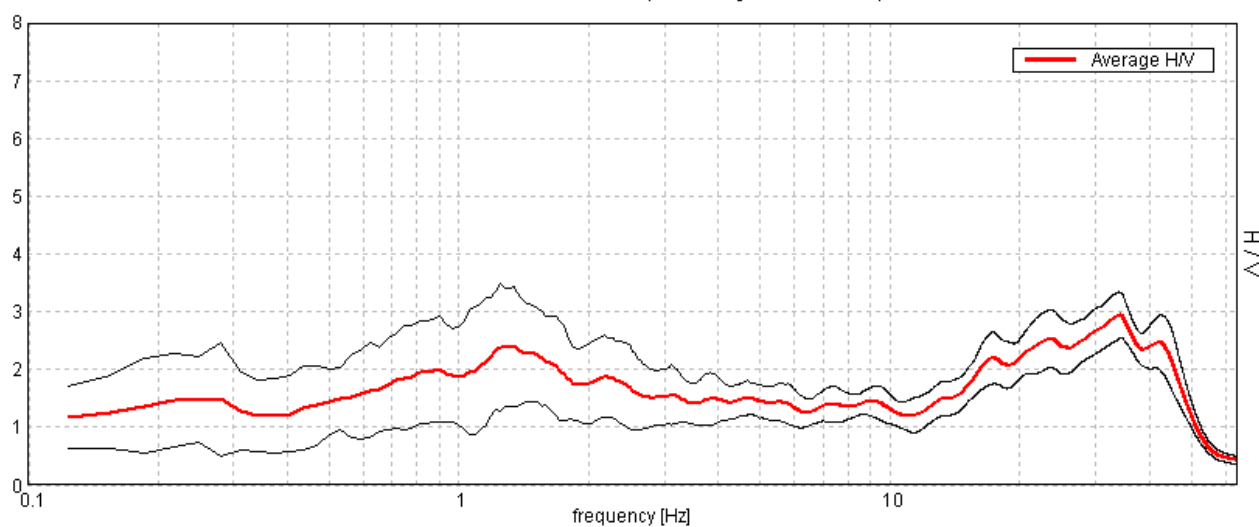
Window size: 20 s

Smoothing type: Triangular window

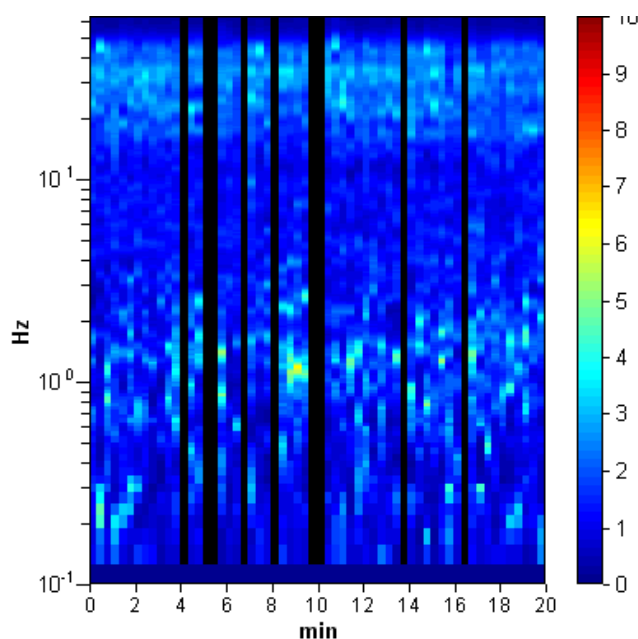
Smoothing: 10%

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

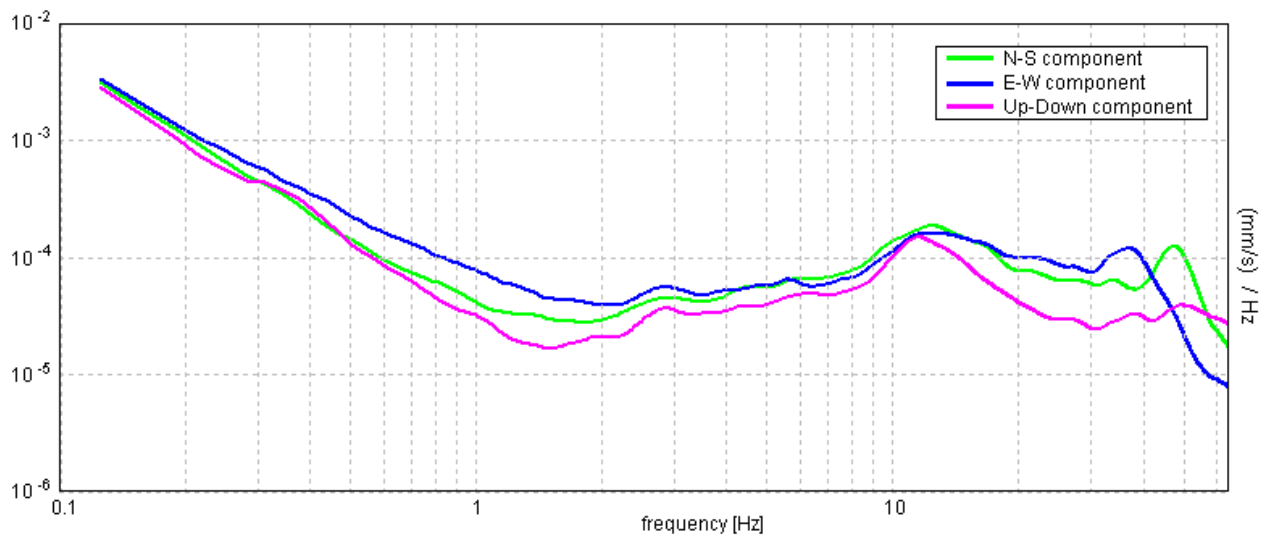
Max. H/V at 34.06 ± 0.49 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



H/V TIME HISTORY

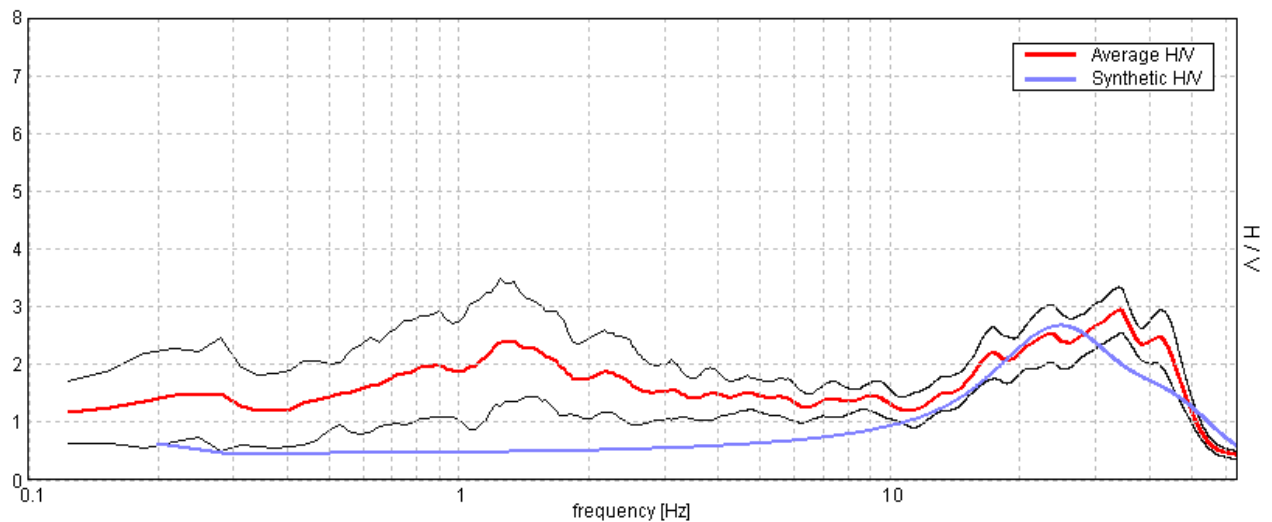


SINGLE COMPONENT SPECTRA



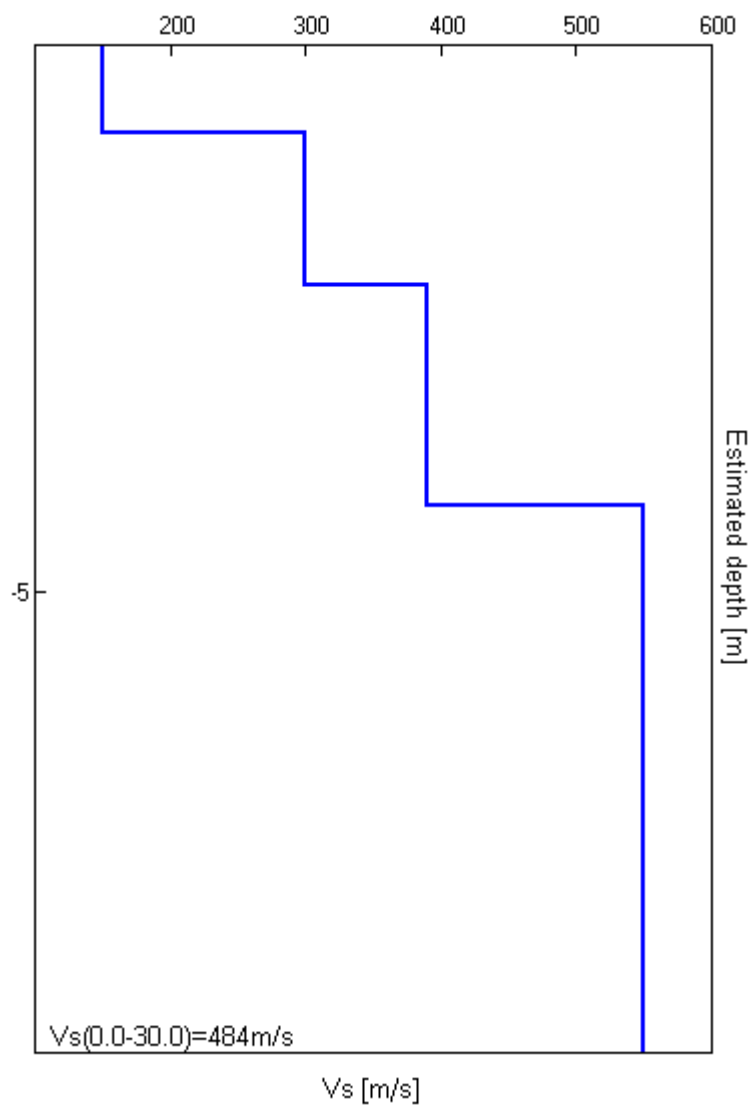
EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at 34.06 ± 0.49 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.80	0.80	150	0.35
2.20	1.40	300	0.35
4.20	2.00	390	0.35
inf.	inf.	550	0.35

$V_s(0.0-30.0)=484\text{m/s}$



Allegato 5

Report delle verifiche geotecniche

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI PLATEA ZONA DIGESTORI

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	29,0 m
Lunghezza fondazione	58,0 m
Profondità piano di posa	0,5 m
Altezza di incastro	0,5 m
Profondità falda	40,0
Correzione parametri	

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,228
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0,0546

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid. azione secondaria	Descrizione
0,6	19,2	20,0	31,0	0,0	60,0	5500,0	5800,0	0,45	0,005	0,004	
1,2	18,5	19,6	31,0	0,0	0,0	16000,0	0,0	0,45	0,0	0,0	
20,0	19,12	20,59	36,0	0,0	0,0	50000,0	0,0	0,45	0,0	0,0	

Carico limite

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	Carico limite	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	3	3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7,77
Fattore [Nc]	16,81
Fattore [Ng]	5,45
Fattore forma [Sc]	1,21
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,19
Fattore profondità [Dq]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,85
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	1378,15 kN/m ²
Resistenza di progetto	459,38 kN/m ²

A1+M1+R3

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Ca pacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7,77
Fattore [Nc]	16,81
Fattore [Ng]	5,45
Fattore forma [Sc]	1,21
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,19
Fattore profondità [Dq]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,85
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	1378,15 kN/m ²
Resistenza di progetto	599,19 kN/m ²

SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7,77
Fattore [Nc]	16,81
Fattore [Ng]	5,45
Fattore forma [Sc]	1,21
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,19
Fattore profondità [Dq]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,85
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,95
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,95
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,98
Carico limite	1309,61 kN/m ²
Resistenza di progetto	569,4 kN/m ²

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	60,0 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	10,0
Distanza	0,00 m
Angolo	0,00 °
Cedimento totale	1,277 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	0,55	10,56	50,4	Edometrico	0,0869	--	0,0869
2	1,2	0	0	Schmertmann	0,04	0,02	0,06
3	11,8	0	0	Schmertmann	0,81	0,32	1,13

Decorso cedimenti nel tempo Strato..1 Wt=0,0869 cm

Cedimento [cm]	% Ced	Tempo giorni
0,00869	10	0,064167
0,01738	20	0,261667
0,02607	30	0,589167
0,03476	40	1,05
0,04345	50	1,633333
0,05214	60	2,383334
0,06083	70	3,358334
0,06952	80	4,725
0,07821	90	7,066667
0,0869	100	8,333334

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI PLATEA ZONA UPGRADING SYSTEM

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	15,0 m
Lunghezza fondazione	19,0 m
Profondità piano di posa	0,5 m
Altezza di incastro	0,5 m
Profondità falda	40,0
Correzione parametri	

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,228
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0,0546

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid. azione secondaria	Descrizione
0,6	19,2	20,0	31,0	0,0	60,0	5500,0	5800,0	0,45	0,005	0,004	
1,2	18,5	19,6	31,0	0,0	0,0	16000,0	0,0	0,45	0,0	0,0	
20,0	19,12	20,59	36,0	0,0	0,0	50000,0	0,0	0,45	0,0	0,0	

Carico limite

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	Carico limite	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	3	3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7,77
Fattore [Nc]	16,81
Fattore [Ng]	5,45
Fattore forma [Sc]	1,34
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,29
Fattore profondità [Dq]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,76
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	696,25 kN/m ²
Resistenza di progetto	232,08 kN/m ²

A1+M1+R3

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Ca pacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7,77
Fattore [Nc]	16,81
Fattore [Ng]	5,45
Fattore forma [Sc]	1,34
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,29
Fattore profondità [Dq]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,76
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	696,25 kN/m ²
Resistenza di progetto	302,72 kN/m ²

SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7,77
Fattore [Nc]	16,81
Fattore [Ng]	5,45
Fattore forma [Sc]	1,34
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,29
Fattore profondità [Dq]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,76
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,95
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,95
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,98
Carico limite	661,62 kN/m ²
Resistenza di progetto	287,66 kN/m ²

CEDIMENTI PER OGNI STRATO***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	50,0 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	10,0
Distanza	0,00 m
Angolo	0,00 °
Cedimento totale	1,03 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario;
 Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	0,55	10,56	40,4	Edometrico	0,0697	--	0,0697
2	1,2	0	0	Schmertmann	0,04	0,02	0,05
3	11,8	0	0	Schmertmann	0,65	0,26	0,91

Decorso cedimenti nel tempo Strato..1 Wt=0,0697 cm

Cedimento [cm]	% Ced	Tempo giorni
0,00697	10	0,064167
0,01394	20	0,261667
0,02091	30	0,589167
0,02788	40	1,05
0,03485	50	1,633333
0,04182	60	2,383334
0,04879	70	3,358334
0,05576	80	4,725
0,06273	90	7,066667
0,0697	100	8,333334

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI PLATEA SEZIONE CONTROLLO QUALITA'

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	7,5 m
Lunghezza fondazione	10,0 m
Profondità piano di posa	0,5 m
Altezza di incastro	0,5 m
Profondità falda	40,0
Correzione parametri	

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,228
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0,0546

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid. azione secondaria	Descrizione
0,6	19,2	20,0	34,0	0,0	60,0	5500,0	5800,0	0,45	0,005	0,004	
1,2	18,5	19,6	34,0	0,0	0,0	16000,0	0,0	0,45	0,0	0,0	
20,0	19,12	20,59	36,0	0,0	0,0	50000,0	0,0	0,45	0,0	0,0	

Carico limite

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	Carico limite	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	3	3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9,93
Fattore [Nc]	19,76
Fattore [Ng]	8,07
Fattore forma [Sc]	1,34
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,31
Fattore profondità [Dq]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,78
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	577,69 kN/m ²
Resistenza di progetto	192,56 kN/m ²

A1+M1+R3

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	Sisma	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9,93
Fattore [Nc]	19,76
Fattore [Ng]	8,07

Fattore forma [Sc]	1,34
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,31
Fattore profondità [Dq]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,78
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	577,69 kN/m ²
Resistenza di progetto	251,17 kN/m ²
=====	

Sisma

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	9,93
Fattore [Nc]	19,76
Fattore [Ng]	8,07
Fattore forma [Sc]	1,34
Fattore profondità [Dc]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,31
Fattore profondità [Dq]	1,02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,78
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,96
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,96
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,98
=====	
Carico limite	552,23 kN/m ²
Resistenza di progetto	240,1 kN/m ²
=====	

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	50,0 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	10,0
Distanza	0,00 m
Angolo	0,00 °
Cedimento totale	0,51 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	0,55	10,56	40,4	Edometrico	0,0697	--	0,0697
2	1,2	0	0	Schmertmann	0,05	0,02	0,07
3	11,8	0	0	Schmertmann	0,27	0,11	0,37

Decorso cedimenti nel tempo Strato..1 Wt=0,0697 cm

Cedimento [cm]	% Ced	Tempo giorni
0,00697	10	0,064167
0,01394	20	0,261667
0,02091	30	0,589167
0,02788	40	1,05
0,03485	50	1,633333
0,04182	60	2,383334
0,04879	70	3,358334
0,05576	80	4,725
0,06273	90	7,066667
0,0697	100	8,333334

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI PLATEA SISTEMA DI COMPRESSIONE

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	13,0 m
Lunghezza fondazione	15,0 m
Profondità piano di posa	0,5 m
Altezza di incastro	0,5 m
Profondità falda	40,0
Correzione parametri	

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,228
Effetto sismico secondo	Paolucci e Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0,0546

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
0,6	19,2	20,0	31,0	0,0	60,0	5500,0	5800,0	0,45	0,005	0,004	
0,4	18,5	19,6	31,0	0,0	0,0	16000,0	0,0	0,45	0,0	0,0	
20,0	19,12	20,59	36,0	0,0	0,0	50000,0	0,0	0,45	0,0	0,0	

Carico limite

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	Carico limite	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	3	3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7,77
Fattore [Nc]	16,81
Fattore [Ng]	5,45
Fattore forma [Sc]	1,37
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,32
Fattore profondità [Dq]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,74
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	603,01 kN/m ²
Resistenza di progetto	201,0 kN/m ²

A1+M1+R3

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7,77
Fattore [Nc]	16,81
Fattore [Ng]	5,45
Fattore forma [Sc]	1,37

Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,32
Fattore profondità [Dq]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,74
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	603,01 kN/m ²
Resistenza di progetto	262,18 kN/m ²
=====	

SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	7,77
Fattore [Nc]	16,81
Fattore [Ng]	5,45
Fattore forma [Sc]	1,37
Fattore profondità [Dc]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,32
Fattore profondità [Dq]	1,01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,74
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,95
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,95
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,98
=====	
Carico limite	573,02 kN/m ²
Resistenza di progetto	249,14 kN/m ²
=====	

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	50,0 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	10,0
Distanza	0,00 m
Angolo	0,00 °
Cedimento totale	0,97 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	0,55	10,56	40,4	Edometrico	0,0697	--	0,0697
2	0,8	0	0	Schmertmann	0,01	--	0,02
3	11	0	0	Schmertmann	0,63	0,25	0,88

Decorso cedimenti nel tempo Strato..1 Wt=0,0697 cm

Cedimento [cm]	% Ced	Tempo giorni
0,00697	10	0,064167
0,01394	20	0,261667
0,02091	30	0,589167
0,02788	40	1,05
0,03485	50	1,633333
0,04182	60	2,383334
0,04879	70	3,358334
0,05576	80	4,725
0,06273	90	7,066667
0,0697	100	8,333334