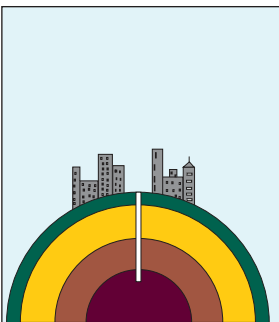


INDAGINE GEOLOGICA, MODELLAZIONE GEOTECNICA
E CARATTERIZZAZIONE SISMICA LOCALE PER LA
COSTRUZIONE DI UN IMPIANTO DI TRATTAMENTO
ACQUE REFLUE DA REALIZZARE IN LOCALITA' IOMMI.

Committente:

ditta TENNACOLA spa

Codice Fiscale BSL MSM 64D02 F044E



il geologo
Dr. Massimo Basili
ORDINE DEI GEOLOGI DELLA REGIONE MARCHE
geologo specialista
numero 277 albo sezione A (1989)



Porto Sant'Elpidio, 30 Giugno 2021



Studio Geologico Ambientale via Fratte, 73 63821 Porto Sant'Elpidio (FM) tel 0734.992797

e-mail: info@studiogeologiabasili.it pec: basili.geologo@epap.sicurezzapostale.it

OPERA DELL'INGEGNO. RIPRODUZIONE ANCHE PARZIALE CONSENTITA SOLO PREVIA AUTORIZZAZIONE SCRITTA ART.99 L. 633/41

"Indagine geologica, modellazione geotecnica e caratterizzazione sismica locale per la costruzione di un impianto di trattamento acque reflue da realizzare in località *Iommi*, nel comune di Massa Fermana (FM).

Committente: *ditta TENNACOLA spa*

1.1	PREMESSA	pag. 2
1.2	CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE.....	pag. 4
1.3	CARATTERISTICHE GEOLOGICHE	pag. 6
1.4	CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE.....	pag. 9
1.5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO.....	pag.10

La presente relazione è composta da n° 14 pagine e dai seguenti allegati:

ALLEGATI

ALL. A *IPOTESI GEOTECNICHE*

- 1.a fondazioni*
- 1.b valutazione dei cedimenti*
- 1.c interazione terreno-strutture*
- 1.d sbancamenti e sistemazioni del terreno*

TAV.1	COROGRAFIA scala 1:10 000
TAV.2	COROGRAFIA foto satellitare
TAV.3	PLANIMETRIA scala 1:200
TAV.4	STRALCIO CARTA GEOLOGICA REGIONALE scala 1:5.000
N. 1	RISULTANZE PROVA PENETROMETRICA STATICA CONTINUA (Dpsh)
N. 3	RISULTANZE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SUPER-PESANTI (Dpsh)
TAV.5	SEZIONE GEOLOGICA A-A' scala 1:100
TAV.6	SEZIONE GEOLOGICA D-D' scala 1:100
TAV.7	DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

APPENDICE

-RISULTANZE INDAGINE SISMICA PASSIVA A STAZIONE SINGOLA MEDIANTE TECNICA DEI RAPPORTI SPETTRALI HVSr (Horizontal to Vertical Spectral Ratio)

1.1 PREMESSA

Nella presente relazione vengono esposti i risultati relativi ad una indagine geologica, modellazione geotecnica e caratterizzazione sismica locale eseguita per conto della ditta *TENNACOLA spa* in occasione del per la costruzione di un impianto di trattamento acque reflue da realizzare in località *Iommi*, nel comune di Massa Fermana (FM).

Nel corso dell'indagine, in base a quanto disposto dalle vigenti normative (*D.M. 11/03/88; D.M. 16/01/96; D.M. 14/01/2008, D.M. 17/01/2018, ecc...*), si è proceduto dapprima ad un rilevamento geologico e geomorfologico di superficie, allo scopo di risalire alle caratteristiche litologiche dell'area e individuare i processi morfogenetici che la interessano. Nello specifico numerosi affioramenti del locale sub-strato geologico si sono riscontrati in corrispondenza di alcune scarpate poste immediatamente a monte del frustolo di terreno oggetto di intervento i quali hanno permesso l'identificazione e la ricostruzione della locale successione stratigrafica (vedi foto allegate). Inoltre l'analisi geomorfologica di dettaglio, espletata attraverso l'osservazione delle forme e gli eventuali depositi ad esse connessi, ha permesso di ricostruire il quadro morfogenetico della zona in esame e di formulare delle ragionevoli previsioni sulle tendenze evolutive future in relazione sia alle caratteristiche lito-stratigrafiche, che alla dinamica geomorfologica.

Una ulteriore ricostruzione litologica di dettaglio e la parametrizzazione geotecnica dei litotipi presenti nella porzione di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla struttura in progetto (volume significativo), ci si è avvalsi dei dati scaturiti dall'esecuzione, in data 20 Aprile 2021, di n°1 prova penetrometrica statica continua (Cpt), unitamente a n.3 prove penetrometriche dinamiche super-pesanti (Dpsh) tutte effettuate con strumento tipo "*Pagani TG 63-100 EML.C*", i cui risultati, opportunamente interpretati e correlati con le informazioni raccolte nel corso di precedenti studi eseguiti dallo scrivente su lotti presenti nelle vicinanze (*Illuminati, Pievaroli, Monti, Tirabasso, Amm. Comunale Massa Fermana, FMC Resort, Annessi, Ramadori, Caraceni, Sergolini, ecc...*), le quali hanno fornito sufficienti dati per la caratterizzazione geologica e geomeccanica dei litotipi presenti.

La caratterizzazione sismica del sito è stata realizzata, infine, tramite un'indagine geofisica mediante tecnica dei rapporti spettrali o HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*), eseguendo all'interno del frustolo di terreno oggetto di intervento, n.3 acquisizioni di sismica passiva mediante un tromografo digitale di tipo "Tromino Zero" all'interno del lotto in oggetto, denominate Tr1, Tr2 e Tr3 al fine di determinare le frequenze di risonanza fondamentali del sito e determinare, inoltre, le " V_{seq} " dei terreni presenti, secondo quanto prescritto dalle direttive dell'OPCM 3274/03 e del DM 17.01.18.

Metodologia di analisi

La metodologia adottata può essere così schematizzata:

- studio dati esistenti;
- rilevamento geologico-geomorfologico di campagna;
- esecuzione n°1 prova penetrometrica statica continua (Cpt);
- esecuzione n°3 prove penetrometriche dinamiche super-pesanti (Dpsh);
- esecuzione n°3 acquisizioni di sismica passiva elaborata mediante tecnica dei rapporti spettrali o HVST;
- valutazione delle caratteristiche geomeccaniche dei litotipi presenti;
- stesura della presente relazione generale esplicativa;

Gli studi sono stati svolti in osservanza della seguente normativa:

- 1- PAI Regione Marche, norme di attuazione -Delibera Consiglio Regionale n.116/2004.
- 2- D.M. 11/03/88 e successive modifiche ed integrazioni "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei terreni naturali e delle scarpate, criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno in terra e delle opere di fondazione";
- 3- D.M. 16/01/96 "Norme tecniche per la costruzione in zone sismiche";
- 4- D.M 14 Gennaio 2008 "Norme tecniche per le costruzioni".
- 5- D.M 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni".

Sulla base di quanto suddetto, è stato elaborato un *modello geologico-geotecnico* attraverso il quale è stato possibile formulare:

- indicazioni inerenti la fattibilità geologica dell'intervento in progetto;
- valutazioni analitiche di orientamento in relazione all'intervento previsto (parametrizzazione dei terreni presenti nel sottosuolo, calcolo delle resistenze dei terreni, ecc.);
- prescrizioni atte alla salvaguardia e conservazione dei manufatti esistenti e di progetto.

1.2 CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE

Il comune di Massa Fermana, ubicato nella porzione Nord-Occidentale della provincia di Fermo, risulta compreso nella ortofotocarta della Regione Marche 1:10.000 n° 314060 del Foglio 314 Montegiorgio (*vedi Corografia Tav. I*). In particolare l'area in esame risulta localizzata appena al di fuori del centro storico di Massa Fermana dal quale dista circa 350 mt. in direzione SSW.

Dal punto di vista morfologico il lotto in oggetto risulta situato in corrispondenza del fianco meridionale di una piccola dorsale collinare avente asse di allungamento disposto secondo la direzione Ovest-Est, la cui struttura deriva, dal punto di vista genetico, dall'azione combinata della tettonica trasversale avvenuta a partire dal Pleistocene, responsabile secondo quanto emerso da studi specifici (*Coltorti & Nanni, 1986*) dell'attuale assetto morfostrutturale delle valli alluvionali marchigiane, e l'erosione lineare esercitata dalle acque correnti superficiali che hanno determinato un rapido approfondimento dell'intero sistema idrografico, con la formazione quindi di numerose vallecole e valli simili a quella che lambisce il frustolo di terreno oggetto di intervento all'interno quale scorre un fosso secondario affluente di destra idrografica del *fiume Ete Morto*.

In particolare il frustolo di terreno su cui verrà realizzato il depuratore, compreso tra le quote topografiche assolute 265 e 271 mt. slm., risulta caratterizzato da una morfologia declinante in direzione SSW con una pendenza compresa tra 10-12° fino ad intercettare prima l'alveo del fosso secondario precedentemente menzionato posto a pochi metri del lotto oggetto di intervento, quindi il profilo declina in direzione ovest, con una pendenza leggermente più accentuata (12-13°) sino a fondovalle dove a quota 125 mt slm, circa si riscontra l'alveo del fiume Ete Morto. Pertanto dal punto di vista topografico, il sito in oggetto, può essere classificato secondo il *D.M. 11 Gennaio 2008*, come **Categoria T1** (*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*).

Per ciò che riguarda la stabilità gravitativa dell'area, si può affermare che non si sono riscontrate lesioni da ascrivere all'azione della gravità sui fabbricati e/o sui manufatti antropici in genere presenti nell'area, come non si sono notate, nel corso del rilevamento di campagna, forme morfologiche particolari, associabili a fenomeni di mass-wasting lungo il versante in esame. A conferma di ciò, è stato redatto da parte della Regione Marche uno studio specifico denominato *Piano per l'assetto idrogeologico (PAI)*, richiesto dalle LL.

267/98 e 365/00, in merito all'individuazione delle aree a maggior rischio idrogeologico relative ai bacini idrografici regionali, in cui si evince chiaramente, come **la zona in esame non risulta attualmente compresa tra le aree a rischio di esondazione e aree a rischio di frana (vedi stralcio Tavola RI 58a PAI di seguito allegata).**



REGIONE MARCHE
Autorità di Bacino Regionale
Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI)

CARTA DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO Aggiornata al 2016

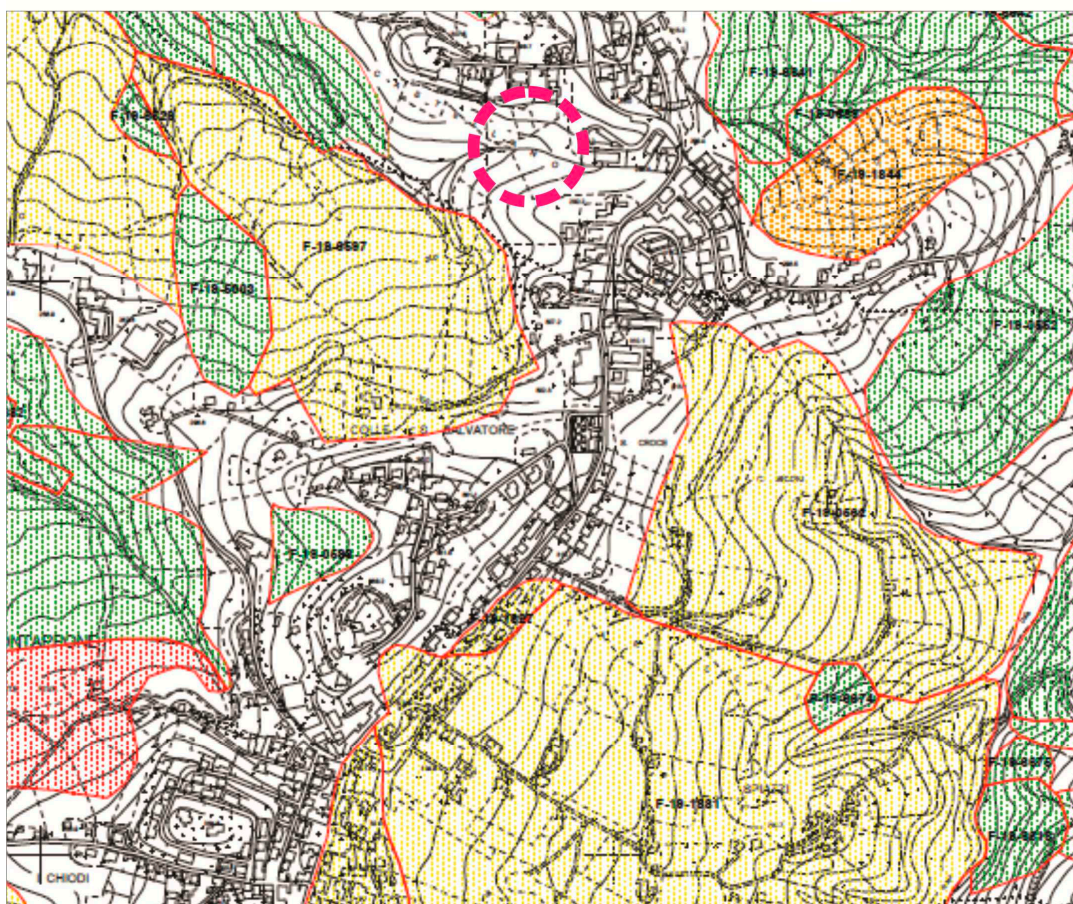


Tavola RI 58b

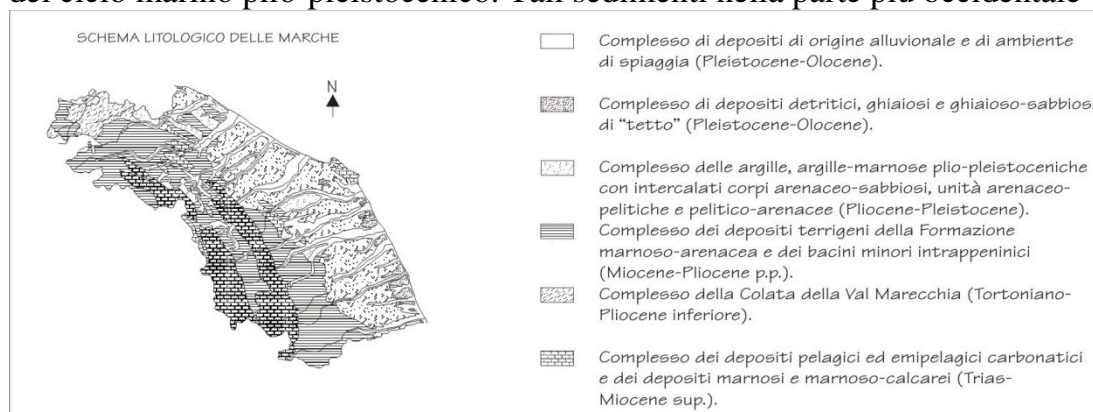
SCALA 1:10.000

0 200 400 mt

In maniera cautelativa si è fatto riferimento alla cartografia PAI relativa all'aggiornamento del 2016 del piano ancora in corso di approvazione. Nel caso specifico, comunque, sia il piano aggiornato al 2016 che quello attualmente vigente non classificano l'area oggetto di studio, come a rischio idrogeologico.

1.3 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE

Nella regione marchigiana è presente al di sopra di in basamento ercinico una successione sedimentaria e marina pressoché continua dal *Trias superiore* al *Neogene*; nell'area più orientale tale successione è ricoperta in discordanza ancora da sedimenti marini, depositatisi tra il *Pliocene medio* e il *Pleistocene inferiore*. Tali successioni, che corrispondono a due distinti cicli sedimentari, si sono sviluppate su un elemento di crosta continentale in continua evoluzione dal *Trias* al *Pleistocene* e la tettonica sinsedimentaria ha condizionato in maniera determinante gli ambienti di sedimentazione. In particolare, l'area oggetto di studio, risulta ubicata nel settore Sud-orientale del *Bacino Marchigiano Esterno*, il quale risulta colmato da sedimenti terrigeni del ciclo marino plio-pleistocenico. Tali sedimenti nella parte più occidentale



risultano trasgressivi e discordanti sui depositi torbiditici della *Formazione della Laga*, mentre nella parte più orientale del bacino, invece, poggiano in discordanza sui depositi del *Pleistocene inferiore*. In generale la sequenza plio-pleistocenica inizia con depositi trasgressivi cui segue una potente successione argillosa, nella quale sono intercalati, a varie altezze stratigrafiche, corpi e/o orizzonti clastici a granulometria grossolana e fine. La sequenza si chiude con sabbie e conglomerati in facies da litorale a continentale. Le risultanze delle prove penetrometriche statica continua (Cpt) e dinamiche super-pesanti eseguite in situ gli affioramenti geologici presenti, unitamente ai numerosi studi effettuati nell'area dallo scrivente hanno permesso sia l'individuazione che la caratterizzazione dei litotipi presenti, oltre alla ricostruzione della loro sequenza stratigrafica locale. Da ciò è emersa la presenza talora al di sotto di un superficiale strato di terreno vegetale, di un esiguo spessore di sedimenti limoso-argilloso-sabbiosi di genesi eluvio-colluviale derivanti da processi di alterazione avvenuti in ambiente subaereo che hanno interessato i termini geologici "retrostanti". Alla base della coltre

suddetta si rinvenivano dei sedimenti autoctoni di genesi marina, costituiti da sabbia/arenaria stratificata ad argilla SC, rappresentanti i termini superiori della successione marina del Plio-Pleistocene, nello specifico trattasi della *Formazione delle Argille Azzurre, membro del Monte dell'Ascensione*, litofacies arenaceo pelitica (*Zancleano p.p. Santerniano*). Quindi la locale successione dei terreni presenti, al di sotto di un superficiale orizzonte di terreno vegetale, può essere così schematizzata:

- a) LIMO ARGILLOSO SABBIOSO > depositi eluvio-colluviali
b) SABBIA strat. ad ARGILLA s.c. > formazione marina Plio-pleistocenica

a) LIMO ARGILLOSO SABBIOSO: (*coltre detritico-colluviale*) litotipo dalla colorazione avana-nocciola costituito da sedimenti prevalentemente fini ascrivibili ai limi e subordinatamente alle argille immersi in una matrice sabbiosa, inglobanti noduli organici di colore nerastro ed concrezioni carbonatiche di colore chiaro e frammenti arenacei sparsi. Materiale rinvenuto nel corso delle prove geognostiche eseguite sino ad una profondità massima compresa tra 1.80 e 2.40 mt. dall'attuale piano campagna (*vedi risultati prove in situ e sezioni geologiche allegare in appendice*), caratterizzato da un comportamento reologico di tipo "coerente" e da proprietà geotecniche variabili e dipendenti dal contenuto naturale d'acqua del sedimento, così come quelle volumetriche dello stesso, con spiccata tendenza al rigonfiamento a seguito di assunzione idrica e conseguente ritiro per effetto di essiccazione e/o perdita di contenuto d'acqua in genere.

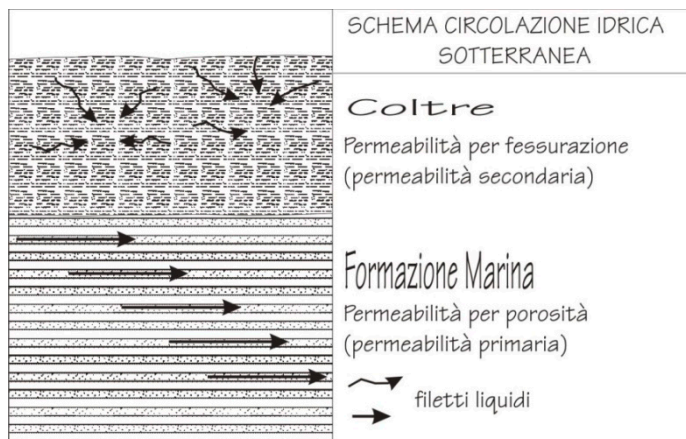


b) SABBIA strat. ad ARGILLA: (*formazione marina Plio-Pleistocenica*) Trattasi di Sabbie giallognole talora arenarie leggermente cementate stratificate ad argille s.c. a luoghi leggermente marnose dalla colorazione avana-nocciola. Sedimento alterato e decompresso nella sua porzione sommitale, con grado di fratturazione che diminuisce in maniera graduale all'aumentare della profondità. Rapporto di stratificazione Sabbia/Argilla medio valutato dall'interpretazione delle prove in situ eseguite nella misura di 3/1.



I rapporti stratigrafici fra i vari litotipi riscontrati nel corso della campagna geognostica, sono stati schematicamente riportati nelle sezioni geologiche allegate in appendice.

Durante l'esecuzione delle prove in situ non si sono rinvenute manifestazioni e/o emergenze idriche di particolare rilievo, che attestino la presenza di una vera e propria falda idrica diffusa, comunque, vista la natura dei litotipi presenti non si esclude la possibile presenza di zone di saturazione sia all'interno della coltre colluviale che della formazione marina. In quest'ultimo caso la circolazione idrica sotterranea, risulterebbe estremamente complessa in quanto legata alle variazioni spaziali delle



litofacies e dall'andamento plano-altimetrico dei livelli sabbiosi non cementati in cui potrebbero risultare intestati i singoli acquiferi e/o zone di saturazione. Alla luce dell'assetto litostratigrafico dei sedimenti marini, caratterizzati da un'alternanza di strati argillosi e livelli sabbiosi, nel caso di ipotetica presenza di acqua si tratterebbe di piccole faldine di scarsa trasmissività, intestate in corrispondenza dei livelli sabbiosi sciolti intercalati nella formazione marina e delimitati inferiormente e superiormente dagli orizzonti argillosi impermeabili che fungerebbero da piccoli e localizzati "acquicludi". Pertanto, in considerazione delle caratteristiche del potenziale acquifero la circolazione idrica sotterranea risulta condizionata dal locale assetto lito-stratigrafico del sub-strato, nonché dalle condizioni strutturali dello stesso, che a luoghi (raramente) possono innescare dei fenomeni di intercomunicabilità delle diverse falde sovrapposte. La principale fonte di ricarica degli stessi è dovuta all'infiltrazione delle acque meteoriche che ne condizionano presumibilmente anche il regime. I livelli piezometrici pertanto dipenderanno strettamente dal regime pluviometrico stagionale, con massimi nel periodo primaverile-invernale e minimi e spesso nulli nel periodo estivo-autunnale. Vista la bassa e talora bassissima permeabilità primaria dei terreni che costituiscono i piccoli acquiferi in questione e dato che i livelli sabbiosi saturi non sarebbero di norma intercomunicanti fra di loro, si possono prevedere delle **scarse trasmissività e una produttività dei potenziali acquiferi estremamente**

modesta, per lo più trascurabile. Per il medesimo motivo è da **considerare estremamente basso, prossimo al nullo, il grado di vulnerabilità delle acque sotterranee.**

1.4 CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE

La caratterizzazione geomeccanica dei sedimenti presenti è avvenuta attraverso l'elaborazione e la correlazione dei dati scaturiti dalle prove penetrometriche statiche (Cpt) e dinamiche super-pesanti (Dpsh) eseguite, secondo le interpretazioni di *Sanglerat, Terzaghi, D'Appollonia, Schmertmann Gardner* ed altri recenti autori. Ulteriori dati, inoltre, sono stati desunti per analogia con litotipi simili prelevati dallo scrivente nelle immediate vicinanze del lotto oggetto di studio e geotecnicamente testati attraverso prove in situ e di laboratorio. I parametri geomeccanici, quindi, possono essere così riassunti:

Parametri	Unità di Misura	litotipo "a"	litotipo "b"
		Limo argilloso sabbioso	Sabbia strat. ad Argilla
γ	(g/cmc)	1.90	2.00
γ_k	(g/cmc)	1.90	2.00
C_u	(kg/cm ^q)	0.7-1.6	2.6>4.0 (-)
C_{u_k}	(kg/cm ^q)	1.0	3.0 (-)
C'	(kg/cm ^q)	0.0-0.1	0.2-0.6 (-)
C'_k	(kg/cm ^q)	0.04	0.3 (-)
ϕ'	(gradi)	22-26°	22-26° (33>38°)
ϕ'_k	(gradi)	23°	23 (36°)
E_d	(kg/cm ^q)	45-160	200-360
E_s	(kg/cm ^q)	-	(290>400)
K_v	(Kg/cmc)	0.3-0.9	>3.6

() parametri relativi alla frazione sabbiosa incoerente del litotipo "b" riscontrata nel corso

della campagna geognostica con un rapporto di stratificazione Sabbia/Argilla pari a 3/1.

La simbologia usata è la seguente:

γ	= peso di volume del terreno;
C_u	= coesione non drenata;
C'	= coesione drenata;
ϕ'	= angolo di attrito drenato;
E_d	= modulo edometrico;
E_s	= modulo di elasticità;
K_v	= coeff. di sottofondo verticale (Winkler);
$\gamma'_k, C_{u,k}, C'_{k}, \phi'_k$	= parametri caratteristici* del terreno (DM18).

* I parametri caratteristici sono stati determinati secondo la formula semplificata di Schneider:

$$X_K = X_{med} \left(1 - \frac{COV}{2} \right)$$

dove COV è il coefficiente di variazione, e Schneider raccomanda i seguenti valori:

Angolo di attrito Φ	10%
Coesione	40%
Modulo di comprimibilità	40%

1.5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

(Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 17/01/2018)

Coordinate WGS84	lotto: Latitudine 43.146633°N, Longitudine 13.473335°E
ED50	lotto: Latitudine 43.147587°N, Longitudine 13.474257°E

Il comune di Massa Fermana risulta dotato di uno studio di Microzonazione sismica di III livello (MS3), ma il frustolo di terreno oggetto di intervento non risulta compreso tra le aree studiate dalla MS3. Pertanto per la caratterizzazione sismica dell'area di indagine è stata eseguita una apposita indagine geofisica mediante tecnica dei rapporti spettrali o HVSR, ricavando

(vedi studio geofisico allegato in appendice) un valore di V_{sequ} pari a **pari a 385 m/sec**, pertanto alla luce dei risultati della sismica effettuata, nel caso il progettista volesse adottare la procedura semplificata per il dimensionamento delle strutture in questione, il suolo di fondazione in oggetto può essere assimilato, facendo riferimento alla normativa vigente (DM 17/01/18) ad una **"categoria di suolo di tipo "B"**, ovvero *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.*

Mentre, nel caso tale categoria non fosse ritenuta, da parte del progettista, sufficientemente rappresentativa del sito, in considerazione del fatto che la procedura semplificata tramite abachi nazionali non risulta, a volte, corretta, essendo stata creata tramite modelli che difficilmente riescono a riprodurre il comportamento dinamico dei terreni locali, si dovrà necessariamente implementare lo studio attraverso una valutazione specifica dell'azione sismica di progetto (*Risposta Sismica Locale*), intesa come la determinazione dell'azione sismica attesa in un punto (*piano di fondazione dell'opera in esame*) a seguito di una sollecitazione sismica che si propaga nel sottosuolo a partire da un ipocentro.

In tutti i casi, nella valutazione della categoria di suolo e nell'approccio alla progettazione strutturale dei manufatti in progetto, non vanno comunque trascurate le informazioni acquisite con l'indagine sismica circa la frequenza di risonanza del sito. Infatti, nel caso specifico, trascurando le frequenze superiori a 10 Hz da considerarsi ingegneristicamente non significative, è stata individuata una **frequenza caratteristica di risonanza del terreno compresa tra 2.5 e 4.5 Hz**, a significare che il terreno in questione amplifica le onde di superficie (*ed in misura leggermente diversa quelle S*) a quella frequenza rispetto all'imput su bedrock di riferimento. Pertanto al fine di scongiurare fenomeni di doppia risonanza terreno-strutture, che potrebbero risultare estremamente pericolose in caso di sisma, si ritiene sia indispensabile dimensionare le strutture in progetto con delle frequenze fondamentali di oscillazione lontane (*superiori per un fattore di moltiplicazione di almeno 1.4, o meglio, minori*) da quelle tipiche del terreno nel sito specifico di edificazione, anche se nel caso specifico trattandosi di strutture per lo più interrate e/o composte da elementi in elevazione in acciaio, si ritiene non vi siano particolari problemi sismici e/o di amplificazione sismica in caso di terremoto.

Condizioni topografiche Categoria T1, superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ (Tabella 3.2.IV - Categorie topografiche), (vedi considerazioni prf 1.2.).

Per la valutazione delle **azioni sismiche di progetto**, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si deve valutare la “**pericolosità sismica di base**” del sito di costruzione. Secondo il D.M. 17/01/2018, le forme spettrali 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

Considerando la Posizione del sito: Coordinate **WGS84** Latitudine 43.146633 e Longitudine 13.473335, la **Classe d'uso II** (normali affollamenti) e una **Vita nominale 2*** per opere ordinarie (50 anni), e quindi con un periodo di riferimento $V_R \geq 50$ anni, si ottiene:

Parametri sismici				
	SLO (periodo di ritorno =30 anni)	SLD (periodo di ritorno =50 anni)	SLV (periodo di ritorno =475 anni)	SLC (periodo di ritorno =975 anni)
a_g	0.055	0.070	0.175	0.226
F_0	2.464	2.440	2.435	2.468
T_c^*	0.273	0.291	0.338	0.345

SLO = Stato Limite di Operatività

SLD = Stato Limite di Danno

SLV = Stato Limite di salvaguardia della Vita

SLC = Stato Limite di prevenzione del Collasso

Coefficienti sismici				
	Stati limite di esercizio		Stati limite ultimi	
	SLO	SLD	SLV	SLC
S_s	1.20	1.20	1.20	1.18
C_c	1.43	1.41	1.37	1.36
S_t	1.00	1.00	1.00	1.00
K_h	0.013	0.017	0.050	0.075
K_v	0.007	0.008	0.025	0.037

S_s = amplificazione stratigrafica;

C_c = coefficiente funzione categoria;

S_t = amplificazione topografica;

K_h = coefficiente sismico orizzontale;

K_v = coefficiente sismico verticale.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione:

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

dove:

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T);

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

	Stati limite di esercizio		Stati limite ultimi	
	SLO	SLD	SLV	SLC
a_g	0.055	0.070	0.175	0.226
S_S	1.20	1.20	1.20	1.18
S_T	1.00	1.00	1.00	1.00
a_{\max}	0.066	0.084	0.210	0.266

Stabilità nei confronti della Liquefazione (DM 17/01/2018 prf 7.11.3.4)

Il lotto oggetto di edificazione deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

Esclusione dalla verifica a liquefazione (DM 17/01/2018 prf 7.11.3.4.2)

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

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 mt dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{cIN} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{cIN} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cpt) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa.
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella fig.7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficienti di uniformità $U_c < 3.5$ e in fig.7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$.

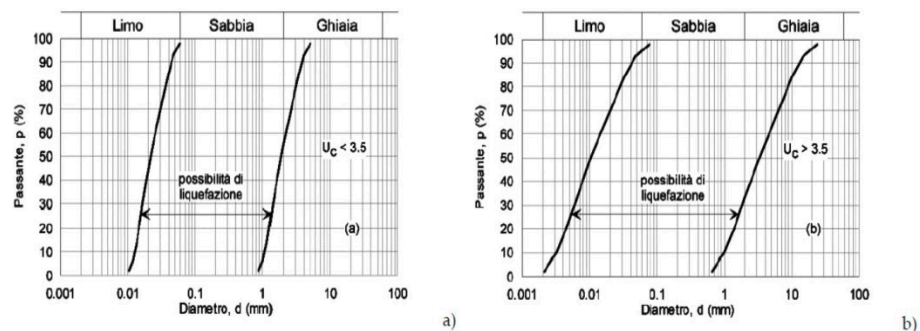


Fig. 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Nel caso specifico, considerando che il sito risulta caratterizzato dalla presenza di terreni in parte coesivi aventi quindi un fuso granulometrico non ricadente nella fascia di rischio alla liquefazione, così come le sabbie presenti, se pur in abbondanza, facenti parte della formazione marina risultano caratterizzate da un grado di addensamento q_{c1N} maggiore di 100 kPa ed $(N1)_{60} > 30$, ma soprattutto data l'assenza di una falda acquifera propriamente detta (vedi considerazioni prf. 1.3), si tralascia la verifica alla liquefazione in quanto rispondente a quanto definito dal prf 7.11.3.4.2 del DM 17/01/2018, punti 2, 3 e 4. In conclusione per i terreni di sedime del depuratore in progetto si possono escludere rischi di liquefazione in caso di sisma.

Porto Sant'Elpidio, 30 Giugno 2021

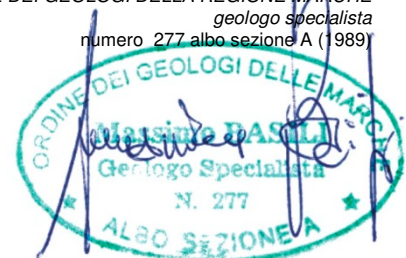
il geologo

Dr. Massimo Basili

ORDINE DEI GEOLOGI DELLA REGIONE MARCHE

geologo specialista

numero 277 albo sezione A (1989)



IPOTESI GEOTECNICHE

A fini indicativi, con lo scopo di fornire dati di tipo geotecnico che potrebbero risultare utili e di supporto al progettista strutturale dell'opera e senza voler in alcun modo invadere la professionalità altrui, vengono eseguite le seguenti ipotesi geotecniche preliminari, le quali potranno poi essere riformulate e ridefinite in fase di calcolo strutturale dell'opera, quando si conosceranno le tipologie strutturali ed i carichi effettivi trasmessi dai singoli manufatti in progetto al terreno.

Il progetto in esame prevede la costruzione di un nuovo impianto di trattamento acque reflue costituito essenzialmente da vasche in c.a. per la gestione e trattamento dei liquami, unitamente all'impiantistica necessaria al sollevamento e distribuzione di tali acque nere, nelle varie fasi del processo di depurazione. Dal punto di vista geotecnico, pertanto, dovranno essere scelte e dimensionate le fondazioni da porre a sostegno di tali opere.

1.a Fondazioni

La scelta della tipologia di fondazione più opportuna da adottare scaturisce innanzitutto da una analisi costi benefici che tenga anche conto della capacità portante del terreno, dei relativi cedimenti previsti in fase di progetto e delle ulteriori interazioni terreno-struttura.

In questo caso, pur tenendo debitamente conto della presenza di terreni di natura pelitica soggetti a forti variazioni volumetriche in seguito al cambio di condizioni di umidità degli stessi (vedi *considerazioni prf 1.3*), ma considerando che le strutture previste dal progetto risultano ben ammortate nel terreno e tutte intestate all'interno del locale sub-strato geologico (vedi *sezioni geologiche allegate in appendice*), ed inoltre considerando i modesti carichi trasmessi dai singoli manufatti al terreno fanno ritenere sufficiente adottare delle tradizionali **fondazioni dirette** su **piastre-platee** a sostegno delle strutture in progetto, a condizione che le stesse vengano tutte intestate all'interno dei terreni del locale sub-strato geologico, costituito dalle Sabbie stratificate ad Argille S.C. (litotipo "b"), riscontrate a partire da una profondità compresa tra 1.80 e 2.40 mt. dall'attuale piano campagna, in occasione delle prove in situ eseguite (vedi *sezioni geologiche allegate in appendice*).

Per il dimensionamento delle singole fondazioni, sulla base delle vigenti **Aggiornamento delle Norme Tecniche delle costruzioni (DM2018)**, per ogni

stato limite ultimo (SLU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione;

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left(\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right)$$

con:

$\gamma_F F_k$ = azioni di progetto;

X_k/γ_M = parametri di progetto;

a_d = geometria di progetto;

γ_R = coeff. di resistenza del sistema specifico per ogni singola opera.

Il valore di progetto della Resistenza R_d può essere determinato in modo analitico, con riferimento al *valore caratteristico dei parametri geotecnici* (X_k) del terreno, diviso per il coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab.6.2.II:

Tabella 6.2.II - Coef. parziali per parametri geotecnici del terreno.

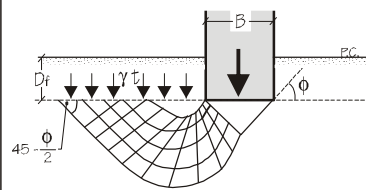
Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente e parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente angolo resistenza a taglio	$\tan\phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	Cu_k	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

Infine i coefficienti parziali γ_R che operano direttamente sulla resistenza del sistema sono definiti per fondazioni superficiali nella seguente tabella:

Tabella 6.4.I - Coef. parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R=1.0$	$\gamma_R=1.8$	$\gamma_R=2.3$
Scorrimento	$\gamma_R=1.0$	$\gamma_R=1.1$	$\gamma_R=1.1$

Il carico massimo sopportabile dal terreno per fondazioni dirette è determinabile mediante le seguenti relazioni di Terzaghi ed altri:

$$Q_d = (K_1 C N_c) + (K_2 \gamma D_f N_q) + (K_3 B/2 \gamma' N_\gamma)$$


SCHEMA DI ROTTURA DEL TERRENO SOTTO LA FONDAZIONE SUPERFICIALE SECONDO TERZAGHI

dove:

- Q_d = carico unitario limite ultimo (di rottura);
 D_f = profondità del piano di posa rispetto al piano di sbancamento;
 γ = peso dell'unità di volume del terreno;
 γ' = peso dell'unità di volume del terreno immerso in acqua;
 A, B = dimensioni rispettivamente maggiore e minore della fondazione;
 N_c, N_q, N_γ = coefficienti di capacità portante;
 K_1, K_2, K_3 = coefficienti di forma della fondazione (vedi tabella seguente).

FORMA DELLA FONDAZIONE		coefficiente di forma		
		K1	K2	K3
Nastriforme	B	1	1	1
Quadrata	B=A	1.2	1	0.8
Circolare	B=D	1.3	1.2	0.6
Rettangolare	B*A	1+0.2(B/A)	1	1-0.2(B/A)

Quindi nel caso di una fondazione su piastra-platea, ipotizzata di un'altezza minima di 0.40 mt., ma intestata previo sbancamento di terreni sovrastanti (vedi progetto) all'interno del locale sub-strato geologico, si ottiene dalla relazione di Terzaghi precedentemente esposta, adottando in maniera cautelativa i parametri caratteristici della frazione coerente (meno resistente) del litotipo "b" *Sabbia stratificata ad Argilla S.C.* di $\phi'=0$, $C_u=30$ t/mq e ($N_q=1.00$ ed $N_c=5.14$ -Vesic 1975) in assenza di falda acquifera, si ottengono i seguenti risultati:

L'aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni DM2018 richiede di fare verifiche del sistema terreno-fondazione applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2:

PLATEA (h.40 cm)

Approccio 2 -Combinazione 1 - A1+M1+R3	
Dimensioni (esempio)	Rd
4.0x5.5 mt	7.71 Kg/cm ²

Si omettono, in questo caso, le verifiche nei confronti degli stati limite idraulici data l'assenza della falda acquifera (*vedi considerazioni prf 1.3*), pertanto possono essere escluse chiaramente problematiche connesse a fenomeni di sollevamento da sottospinta idraulica e/o sifonamento.

Ulteriori ed eventuali approfondimenti del piano fondale, in questo caso, non possono che giovare alla stabilità dei manufatti in progetto, in quanto i terreni limoso-argillosi sarebbero meno soggetti a variazioni volumetriche stagionali dovute al cambio di contenuto naturale d'acqua degli stessi.

Mentre nel caso non fosse possibile e/o troppo oneroso per alcune strutture leggere (*muretti di recinzione, piccole strutture di alloggio macchinari e/o impiantistica ecc...*) raggiungere attraverso fondazioni su platea il locale substrato geologico, si potrà ovviare eseguendo delle fondazioni **puntuali su plinti** da realizzare **con escavatore munito di apposito utensile a coclea (elica), o con macchina trivellatrice**, impostati ad una profondità minima di 3.0-3.5 mt. dal piano di campagna, sempre all'interno del litotipo "b" Sabbia stratificata ad Argilla S.C.. In tal caso utilizzando i medesimi parametri geotecnici e le relazioni precedentemente esposte, si ottengono i seguenti risultati:

L'aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni DM2018 richiede di fare verifiche del sistema terreno-fondazione applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2:

PLINTO CIRCOLARE (h = 3.0 mt.)

Approccio 2 - Combinazione 1 - A1+M1+R3		
Diametro	Rd	Rd plinto
0.30 mt	9.02 Kg/cmq	6.372 Kg
0.40 mt	9.02 Kg/cmq	11.329 Kg
0.50 mt	9.02 Kg/cmq	17.701 Kg

1.b Valutazione dei cedimenti

La tipologia di fondazione da adottare, anche in funzione degli stati limite di esercizio della struttura in progetto (SLE) dipende dalle dimensioni in pianta della fondazione, dalla profondità del piano di posa e dalle caratteristiche del

terreno, ma soprattutto dipende dal cedimento differenziale accettato dalla costruzione in progetto, nel rispetto della condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove:

E_d = *valore di progetto dell'azione;*

C_d = *valore limite dell'effetto delle azioni.*

Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali (cedimenti, cedimenti differenziali, distorsioni angolari ammissibili ecc...), tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimo.

In questo caso, a titolo di esempio, è stata presa in considerazione la vasca delle dimensioni di 13.0x4.5 mt. presente nella zona settentrionale dell'impianto, eseguendo il calcolo dei cedimenti in prossimità delle due verticale A e B relative ai lati monte e valle della vasca (vedi sezione geologica A-A' allegata in appendice), tenendo conto dei moduli edometrici e di compressibilità dei terreni presenti scaturiti dalla prova penetrometrica dinamiche super pesanti Dpsh3 eseguita in prossimità della vasca in progetto, applicando la formula del consolidamento monodirezionale, considerando come carichi di esercizio tre diverse probabili tensioni (*al netto dei carichi e/o sovraccarichi immediati trascurabili ai fini del calcolo dei cedimenti per consolidazione*), comunque inferiori a quella precedentemente determinata, tenendo conto dei differenti decrementi litostatici dovuti allo sbancamento tra il lato monte ed il lato valle, si ottiene:

$$\delta H = h \quad \delta P \quad I_w \quad 1/E$$

dove:

δH = *cedimento calcolato in cm.;*

h = *spessore dello strato compressibile considerato;*

δP = *incremento di pressione sul piano di posa della fondazione;*

I_w = *coefficiente di influenza registrato a metà dello strato considerato;*

E = *modulo edometrico o di elasticità del terreno.*

Approccio 1 - Combinazione 2 - A2+M2+R2			
dimensioni	carico di	cedimento valutato in cm.	
platea	esercizio	A	B
decremento litostatico (kg/cmq)		(0.81)	(0.34)
13.0x4.5 mt	0.30 kg/cmq	compens.	compens.
13.0x4.5 mt	0.40 kg/cmq	compens.	0.05
13.0x4.5 mt	0.50 kg/cmq	compens.	0.14

Tali risultati si sono ottenuti avvalendosi anche delle formule di Steinbrenner per la determinazione del coefficiente di influenza degli incrementi di carico sul terreno (*è stata ipotizzata la base della fondazione -platea- come infinitamente rigida*). Il volume di terreno entro cui si sono calcolate le tensioni indotte (volume significativo) è stato limitato alla profondità ove le tensioni si riducono del 80% rispetto al carico di esercizio, ritenendo che a tale profondità anche se si riscontrassero dei terreni normalconsolidati, non si avrebbero sensibili aumenti dei cedimenti (*Cestelli Guidi, 1987*).

Dai calcoli emergono dei valori di cedimento assoluto nulli in corrispondenza della verticale A, in quanto per effetto dello sbancamento in tale lato della vasca ci si trova nella condizione di *fondazione compensata*, dove lo scarico litostatico dovuto allo sbancamento ($\gamma \times H$), risulta essere uguale e/o superiore al carico imposto dall'opera in progetto al terreno. Così come per il lato B della vasca, nel caso il carico di progetto fosse inferiore a 0.34 Kg/cm², mentre per carichi superiori si ottengono dei cedimenti assoluti di consolidazione, assolutamente trascurabili, con dei conseguenti cedimenti differenziali lato monte-valle della vasca pari ai valori registrati sul lato valle, con una distorsione angolare massima pari a 1.2×10^{-4} (*carico di esercizio pari a 0.50 kg/cm²*); condizioni e tolleranze queste, presumibilmente accettabili dalle strutture in progetto, ma che in tutti i casi dovranno essere necessariamente valutate dal progettista strutturale dell'opera alla luce degli specifici requisiti prestazionali dei singoli manufatti in questione.

Nel caso specifico, infatti, dal punto di vista geotecnico più che all'aspetto relativo ai cedimenti per consolidazione si dovrà fare attenzione alla problematica inversa, riguardante, il potenziale rischio di rigonfiamento e decompressione dei terreni dovuto all'esecuzione degli sbancamenti, talora importanti, compensati solo parzialmente dai carichi trasmessi al terreno delle opere in progetto talora piuttosto leggere ed insufficienti a compensare il

decremento litostatico. Pertanto, nella progettazione di ogni singola opera, si dovrà tenere debitamente conto di tale aspetto in funzione del grado di ammassamento delle varie strutture nel terreno e del relativo carico trasmesso dalle stesse al sottosuolo. Tale attitudine dei sedimenti presenti al rigonfiamento risulta strettamente connessa alle condizioni di umidità a cui vengono sottoposti, pertanto al fine di minimizzare la problematica si consiglia di realizzare una corretta gestione delle acque pluviali, al fine di evitare l'imbibizione eccessiva e prolungata dei terreni fondali, con particolare riguardo alla fase di costruzione delle opere, quando ci si verrà a trovare con gli sbancamenti aperti e le fondazioni ancora non realizzate e/o non sufficientemente appesantite. A tale scopo, inoltre si consiglia, di cantierare l'opera, per quanto possibile, in periodi non particolarmente piovosi.

1.c Interazione terreno-strutture

Se si approssima il terreno come un mezzo elastico ed isotropo (*Winkler*), esso può essere caratterizzato da un solo parametro elastico, il coefficiente di sottofondo verticale K_v , esprime il rapporto fra la pressione agente su una fondazione rigida di determinate dimensioni e l'abbassamento che ne consegue:

$$K_v = Q_{\text{amm}} / \delta H$$

pertanto nel nostro caso, sempre facendo riferimento alla vasca precedentemente considerata, adottando i valori di cedimento massimi calcolati in prossimità della verticale B, si ottiene:

PLATEA (carico di esercizio 0.30 kg/cm ²)	$K_v = >10$ Kg/cm ²
PLATEA (carico di esercizio 0.40 kg/cm ²)	$K_v = 8.0$ Kg/cm ²
PLATEA (carico di esercizio 0.50 kg/cm ²)	$K_v = 3.6$ Kg/cm ²

1.d Sbancamenti e sistemazione finale dei terreni

Il progetto in questione prevede, dal punto di vista topografico-morfologico, la realizzazione di un ampio terrazzamento di terreno al di sopra del quale verranno ubicate tutte le strutture dell'impianto di trattamento delle acque reflue. Ciò comporterà la realizzazione di sbancamenti di terreno con scarpate verso monte dell'ordine dei 2 mt. di altezza massima e conseguente deposito di terreno di risulta verso valle, con la creazione di un'ulteriore scarpata di

un'altezza anche in questo caso di circa 2.0 mt. A tali movimentazioni di terreno finalizzati alla sistemazione morfologica del sito *post operam*, vanno aggiunti gli sbancamenti necessari alla realizzazione delle singole opere, le quali saranno variamente ammorsate nel terreno autoctono (*vedi progetto architettonico e sezioni geologiche allegate in appendice*), comunque in generale con la formazione di pareti scavo di altezze massime stimabili comprese tra 2.0 e 5.0 metri circa. Al fine di non pregiudicare la stabilità dei fronti di scavo durante i lavori di edificazione, si ritiene opportuno **conformare le scarpate di sbancamento con una inclinazione di sicurezza** (angolo di scarpa) tale che, nel breve/lungo periodo risulti stabile e non vi sia pericolo di crollo. L'inclinazione della scarpata dipende dalle condizioni geologiche ed idrogeologiche del sito, dall'altezza del fronte di scavo, dalle caratteristiche geotecniche (*angolo di attrito interno, coesione*) e dalle condizioni al contorno dello scavo (*sovraccarichi in prossimità della parete di scavo: materiali depositati, presenza di edifici ecc.....*). Il questo caso, si suggerisce di mantenere un angolo non superiore a 40-45° in fase provvisoriale di cantiere se gli sbancamenti verranno condotti con cura, avendo l'accortezza di rendere più breve possibile la fase di "scavo aperto" degli sbancamenti evitando di creare sovraccarichi in prossimità dei bordi dei singoli sterri in progetto (*deposito di materiale di risulta dello scavo o sosta prolungata di macchine operatrici*). Inoltre per i motivi precedentemente esposti si consiglia di realizzare un sistema di raccolta e gestione delle acque pluviali, creato mediante la realizzazione di canalette superficiali, volte ad evitare che le acque pluviali giungano all'interno degli sbancamenti e/o creino problematiche di erosione concentrata sugli specchi delle scarpate. A tale scopo, nel caso le operazioni di *scavo aperto* dovessero prolungarsi nel tempo per problematiche varie, si consiglia di proteggere i fronti di scavo con teli impermeabili da mantenere per tutta la fase di cantiere.

Mentre si consiglia **di conformare le scarpate finali del sito sistemato post-operam con un angolo di scarpa non superiore a 30° circa, nelle zone a monte** dove i terreni vengono modellati mediante escavazione, ed imporre invece un **angolo di riposo, verso valle generato con la deposizione dei terreni derivanti dagli sbancamenti, non superiore a 20°**, nel caso vengano semplicemente allocati in posto i terreni di risulta tal quali, ovviamente previa decorticazione del terreno vegetale e sistemazione morfologica idonea del terreno a valle. Mentre nell'ipotesi si vogliano migliorare tali materiali di risulta tramite *trattamento a calce*, ovviamente l'angolo di scarpa potrà essere aumentato sino a 60-70° circa, se ritenuto necessario. Il trattamento a calce e/o calce e cemento (*necessario studio specifico dei materiali sbancati*), dei

terreni da sistemare in posto, in questo caso a parere dello scrivente consigliabile, renderà il piazzale stabile nel tempo e fruibile anche in condizioni di pioggia, evitando cedimenti e/o deformazioni nel tempo dello stesso.

Per ultimo a sito sistemato dovrà essere previsto un efficiente sistema finale di gestione delle acque pluviali, con delle canalette di guardia da ubicare a monte delle scarpate, studiato in maniera tale che lo stesso risulti efficiente e funzionale nel tempo e che eviti per quanto più possibile l'afflusso delle acque meteoriche all'interno del piazzale dell'impianto, inoltre si consiglia di dotare gli specchi delle scarpate sistemate, con dei sistemi antierosivi finalizzati al rinverdimento ed al mantenimento morfologico e gravitativo delle stesse nel tempo.

Infine risulta di fondamentale importanza evitare, all'interno e nell'intorno delle strutture in progetto, qualsiasi tipo di variazione esterna "al contorno", come la dispersione idrica sconsiderata nel sottosuolo o viceversa come la realizzazione di drenaggi, piantumazione di vegetazione arborea ad alto fusto a ridosso dei manufatti, realizzazione di estese pavimentazioni impermeabili, ecc..., le quali, impedendo l'infiltrazione delle acque nel sottosuolo, potrebbero alterare in maniera sostanziale il grado di umidità naturale dei terreni di fondazione provocando effetti sulle strutture stesse

This is a detailed topographic map of a mountainous region. The map features contour lines indicating elevation, with labels such as 250, 300, 350, and 400. Several place names are visible, including 'COLLE S. SALVATORE', 'S. CROCE', 'C. MICONI', 'SPIAZZI', 'C. A. S. T. E.', 'FONTECORONA', and 'S. A. L. E.'. A dashed circle is drawn around a specific location near the center of the map, which is marked with a cross and the number 295.2. The map also shows various roads, including a main road labeled 'T. A. R. U. C. C. H. I. O', and several 'Fosso' (ditches or small streams). A scale bar at the top indicates distances from 0 to 1 km, and a vertical scale bar on the left indicates a distance of 1 km. The map is framed by a double-line border.

AREA DI INDAGINE

COROGRAFIA

lotto in esame



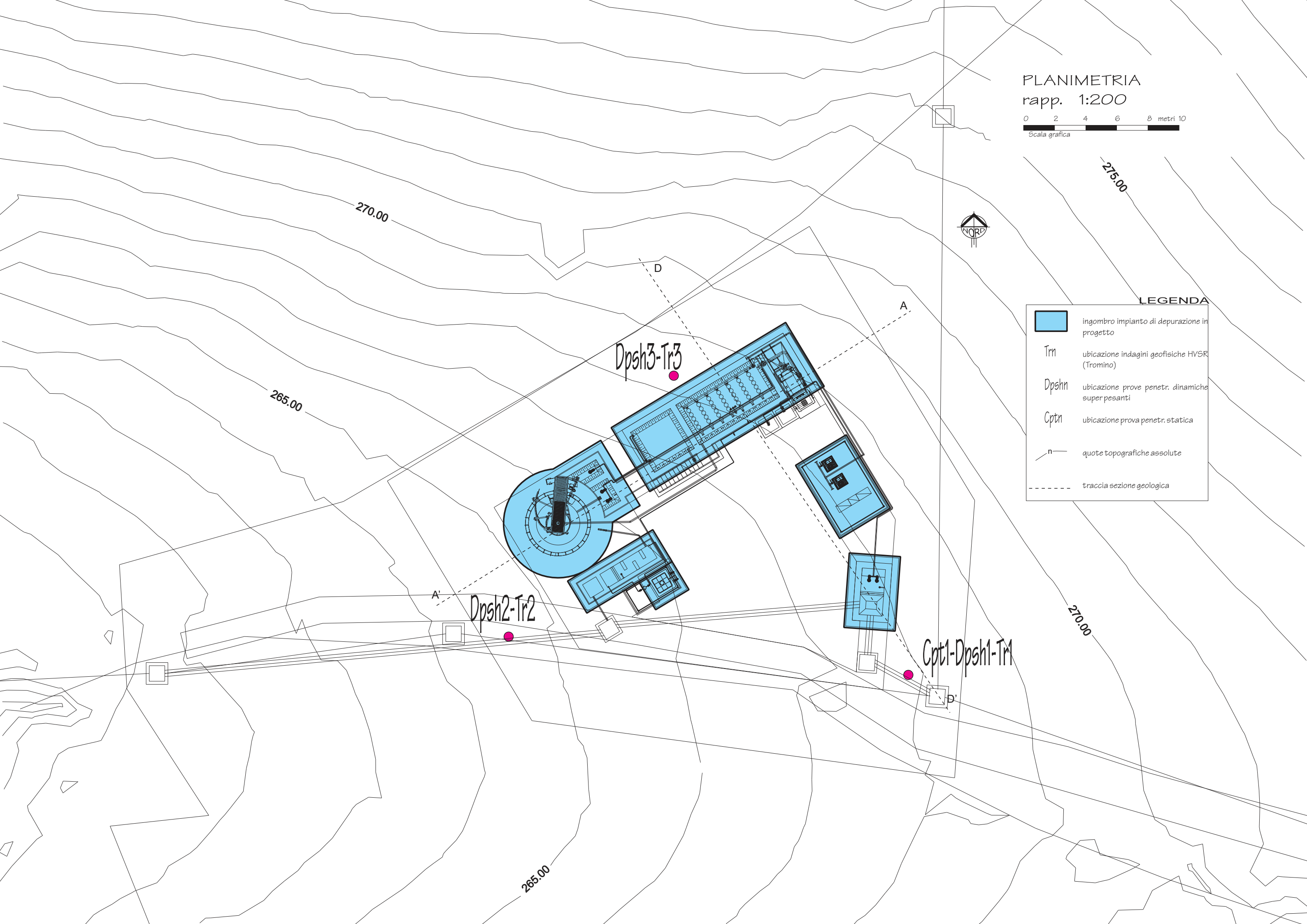
stralcio foto satellitare comune di Massa Fermana (FM), via C. Crivelli

PLANIMETRIA
rapp. 1:200

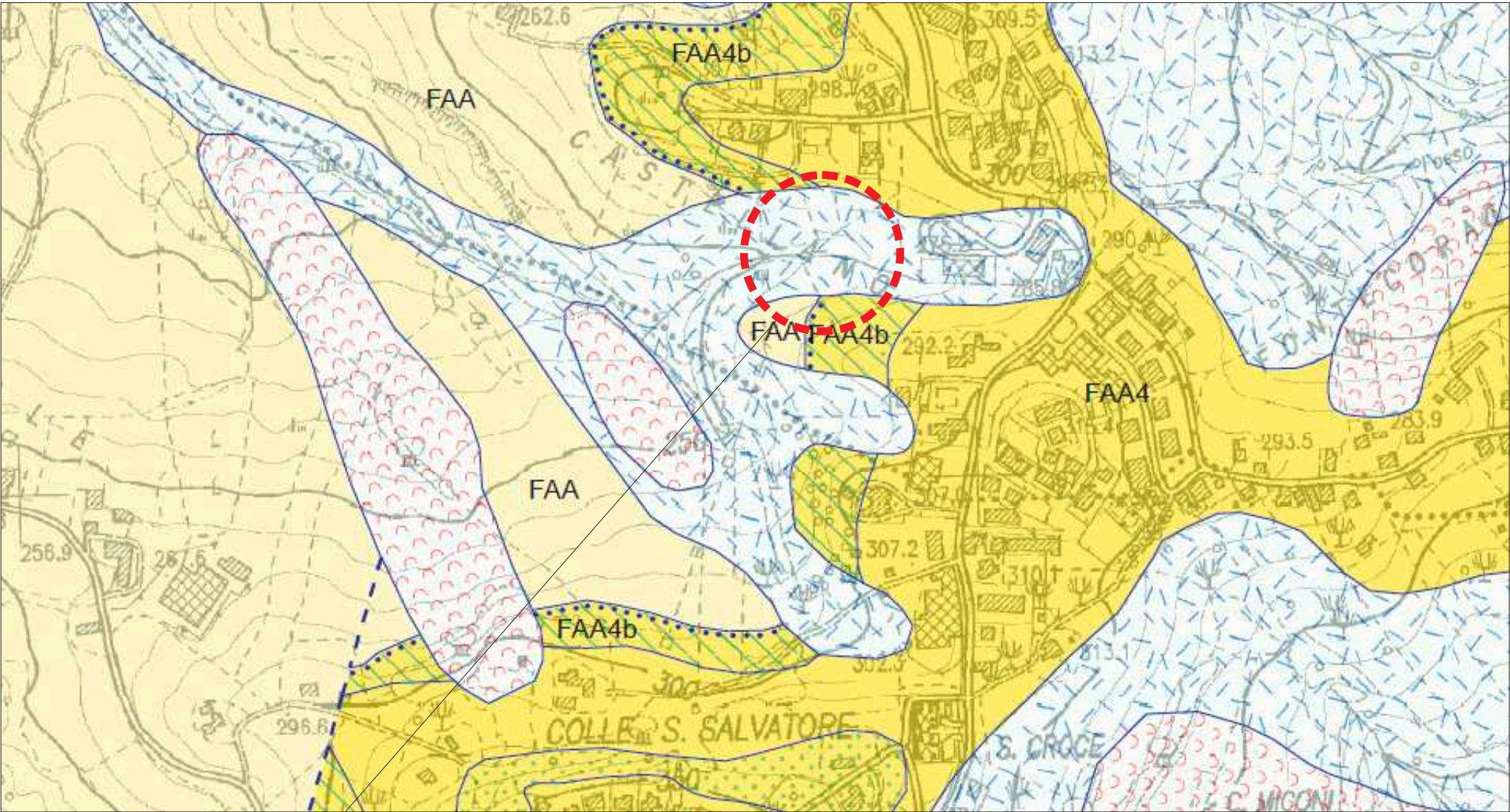


LEGENDA

	ingombro impianto di depurazione in progetto
Trn	ubicazione indagini geofisiche HVSR (Tromino)
Dpshn	ubicazione prove penetr. dinamiche super pesanti
Cptn	ubicazione prova penetr. statica
n	quote topografiche assolute
- - -	traccia sezione geologica



STRALCIO CARTA GEOLOGICA REGIONALE



area in esame

LEGENDA GEOLOGICA		SUCCESSIONE UMBRO-MARCHIGIANO-ROMAGNOLA		SUCCESSIONE MIOCENICA	
DEPOSITI CONTINENTALI QUATERNARI VERSANTE MARCHIGIANO		SUCCESSIONE PLOCENICIA		SUCCESSIONE MIOCENICA	
SINTEMA DEL MUSONE (OLOCENE)		FAA FORMAZIONE DELLE ARGILLE AZZURRE Zancleano p.p.- Santemiano		FCOd FORMAZIONE A COLOMBACCI litofacies arenaceo-pelitica Messiniano sup.	
MUSa1 Frane in evoluzione		FAAd FORMAZIONE DELLE ARGILLE AZZURRE litofacies arenaceo-pelitica Zancleano p.p.- Santemiano		FCOe FORMAZIONE A COLOMBACCI litofacies pelitico-arenacea Messiniano sup.	
MUSa1q Frane senza indizi di evoluzione		FAAc FORMAZIONE DELLE ARGILLE AZZURRE litofacies arenacea Zancleano p.p.- Santemiano		LAG3d FORMAZIONE DELLA LAGA Membro post-evaporitico litofacies arenaceo-pelitica Messiniano p.p.	
MUSb2 Depositi eluvio-colluviali		FAAb FORMAZIONE DELLE ARGILLE AZZURRE litofacies arenaceo-conglomeratica Zancleano p.p.- Santemiano		LAG3e FORMAZIONE DELLA LAGA Membro post-evaporitico litofacies pelitico-arenacea Messiniano p.p.	
MUSb Depositi alluvionali attuali (ghiaia, sabbia, limo)		FAA4 FORMAZIONE DELLE ARGILLE AZZURRE Membro del Monte dell'Ascensione Zancleano p.p.- Santemiano		LAG2 FORMAZIONE DELLA LAGA Membro evaporitico Messiniano p.p.	
MUSbn Depositi alluvionali terrazzati (ghiaia, sabbia, limo)		FAA4b FORMAZIONE DELLE ARGILLE AZZURRE Membro del Monte dell'Ascensione litofacies arenaceo-conglomeratica Zancleano p.p.- Santemiano		Contatto stratigrafico e/o litologico	
SINTEMA DI MATELICA		FAA4d FORMAZIONE DELLE ARGILLE AZZURRE Membro del Monte dell'Ascensione litofacies pelitico-arenacea Zancleano p.p.- Santemiano		Contatto stratigrafico inconforme	
MTIbn Depositi alluvionali terrazzati (ghiaia, sabbia, limo)		FAA4e FORMAZIONE DELLE ARGILLE AZZURRE Membro del Monte dell'Ascensione litofacies arenaceo-pelitica Zancleano p.p.- Santemiano		Faglia	
SUPERSINTEMA DI COLLE ULIVO-COLONIA MONTANI		FAA3c FORMAZIONE DELLE ARGILLE AZZURRE Membro dello Spungone litofacies Zancleano p.p.- Santemiano		Faglia diretta	
ACbn Depositi alluvionali terrazzati (ghiaia, sabbia, limo)		FAA3d FORMAZIONE DELLE ARGILLE AZZURRE Membro dello Spungone litofacies arenaceo-pelitica Zancleano p.p.- Santemiano		Stratificazione diretta	
SINTEMA DI URBISAGLIA				Elemento lineare primario	
URSb8 Depositi di glaci antichi					

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUPER-PESANTE DPSH

CARATTERISTICHE TECNICHE STRUMENTALI

Tipo:	Pagani TG 63-100 EML.C
Peso maglio:	63.5 Kg
Altezza di caduta:	75.0 cm
Peso sistema di battuta:	0.63 Kg
Diametro punta conica:	5.1 cm
Area di base punta	20.43 cmq
Lunghezza aste: 100 cm	
Peso aste:	6.31 Kg/m
Profondità giunzione prima asta:	40 cm
Avanzamento punta:	20 cm
Angolo di apertura punta:	60°

CLASSIFICAZIONE ISSMFE (1988) DELLE SONDE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Tipo	Sigla di riferimento	Peso della massa battente in Kg
Leggero	DPL (Light)	M<10
Medio	DPM (Medium)	10<M<40
Pesante	DPH (Heavy)	40<M<60
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	M>60

LEGENDA PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOMECCANICA

Nr	= <i>numero colpi;</i>
Nspt	= <i>numero colpi SPT (Nr*coefficiente di correlazione pari a 1.489);</i>
γ	= <i>peso di volume del terreno;</i>
σ	= <i>pressione verticale efficace;</i>
C	= <i>coefficiente di efficienza strumentale e riduzione litostatica;</i>
N'	= <i>numero colpi corretto (NrxC);</i>
Q.din	= <i>resistenza dinamica alla punta Rpd</i> <i>(funzione del numero di colpi N) FORMULA OLANDESE</i> $Rdp = M^2 H / (A e (M+P)) = M^2 H N / (A \delta (M+P));$
Cu	= <i>coesione non drenata;</i>
Ed	= <i>modulo edometrico;</i>
Dr	= <i>densità relativa (Meyerhof,1957);</i>
ϕ	= <i>angolo di attrito;</i>
Es	= <i>modulo di elasticità;</i>
Ris. liq.	= <i>a>0.2g , I>VIII Mercalli (Shi-Ming, 1982)</i>

PROVA DPSH 1

Committente: Tennacola

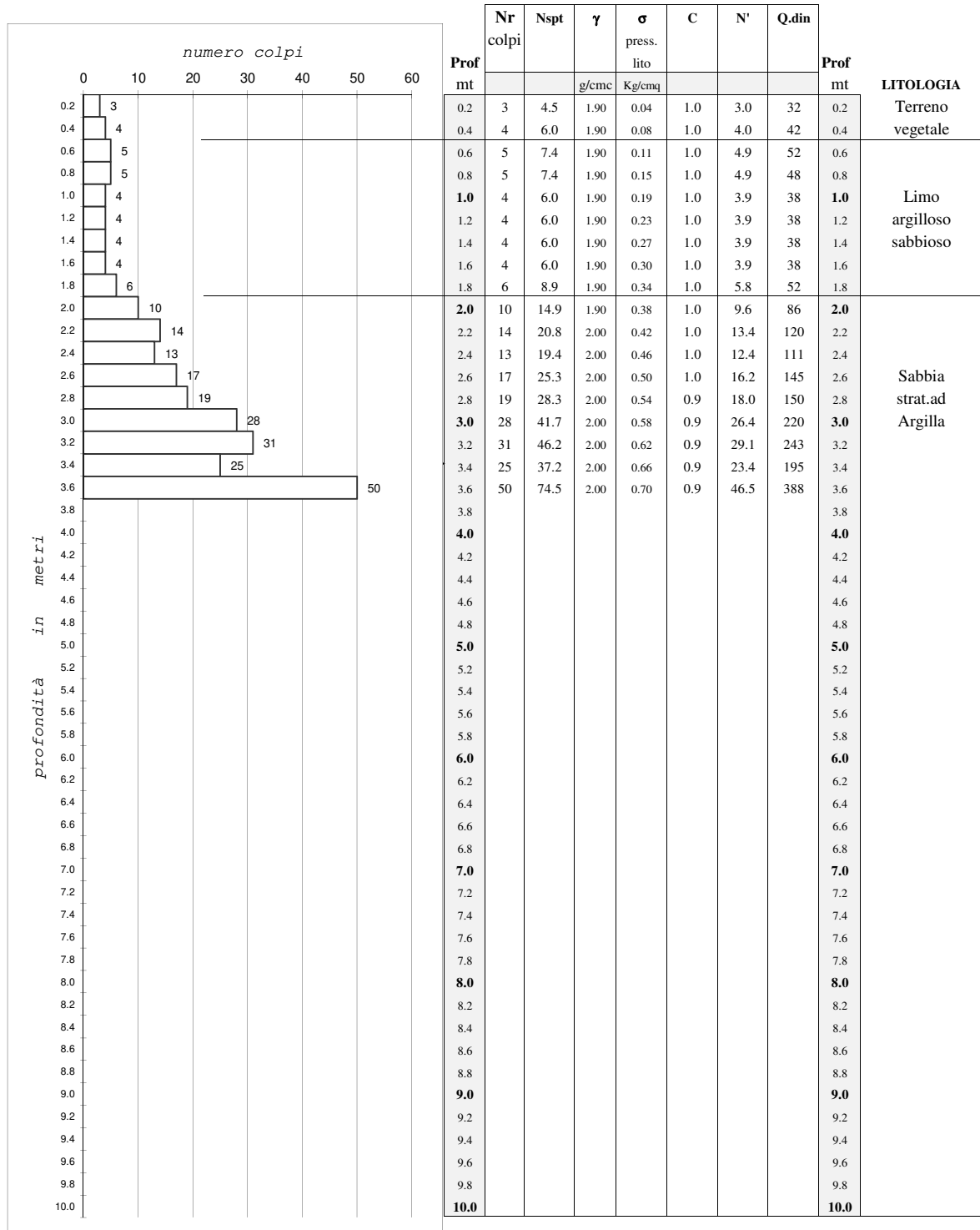
Località: Via C. Crivelli, MASSA FERMANA (FM)

Comune:

data: 20 Aprile 2021

Falda

note:



Penetrometro dinamico super-pesante (DPSH) Pagani TG63-100

Maglio 63.5 Kg, Volata 75 cm., Punta conica diam. 51 mm. (area 23.43 cmq, apertura 60°)

Prova eseguita in assenza di aste di rivestimento

PROVA DPSH 1

Committente: Tennacola

Località: Via C. Crivelli, MASSA FERMANA (FM)

data: 20 Aprile 2021

Falda

						NATURA COESIVA			NATURA GRANULARE				
LITOLOGIA	Prof	Nr colpi	Q.din	γ	σ press. lito	Cu	Ed		Dr	ϕ	Es	rischio liquefazione	Prof
						coesione non drenata	modulo edometrico		%	angolo attrito	modulo elasticità		
	mt			g/cmc	Kg/cmq	Kg/cmq	kg/cmq		gradi		kg/cmq		mt
Terreno vegetale	0.2	3	32	1.90	0.04		76						0.2
	0.4	4	42	1.90	0.08		101						0.4
Limo argilloso sabbioso	0.6	5	52	1.90	0.11	1.57	126						0.6
	0.8	5	48	1.90	0.15	1.44	115						0.8
	1.0	4	38	1.90	0.19	1.14	92						1.0
	1.2	4	38	1.90	0.23	1.14	91	104					1.2
	1.4	4	38	1.90	0.27	1.14	91						1.4
	1.6	4	38	1.90	0.30	1.13	91						1.6
Sabbia strat.ad Argilla	1.8	6	52	1.90	0.34	1.56	125						1.8
	2.0	10	86	1.90	0.38	2.59	207						2.0
	2.2	14	120	2.00	0.42				>80	33.3	289		2.2
	2.4	13	111	2.00	0.46	3.34	267						2.4
	2.6	17	145	2.00	0.50				>80	34.2	348		2.6
	2.8	19	150	2.00	0.54				>80	34.3	360		2.8
	3.0	28	220	2.00	0.58				>80	36.4	528	536	3.0
	3.2	31	243	2.00	0.62				>80	36.8	582		3.2
	3.4	25	195	2.00	0.66				>80	36.0	467		3.4
	3.6	50	388	2.00	0.70				>80	39.1	931		3.6
	3.8												3.8
	4.0												4.0
	4.2												4.2
	4.4												4.4
	4.6												4.6
	4.8												4.8
	5.0												5.0
	5.2												5.2
	5.4												5.4
	5.6												5.6
	5.8												5.8
	6.0												6.0
	6.2												6.2
	6.4												6.4
	6.6												6.6
	6.8												6.8
	7.0												7.0
	7.2												7.2
	7.4												7.4
	7.6												7.6
	7.8												7.8
	8.0												8.0
	8.2												8.2
	8.4												8.4
	8.6												8.6
	8.8												8.8
	9.0												9.0
	9.2												9.2
	9.4												9.4
	9.6												9.6
	9.8												9.8
	10.0												10.0

Penetrometro dinamico super-pesante (DPSH) Pagani TG63-100

Maglio 63.5 Kg, Volata 75 cm., Punta conica diam. 51 mm. (area 23.43 cmq, apertura 60°)

Prova eseguita in assenza di aste di rivestimento

PROVA DPSH 2

Committente: Tennacola

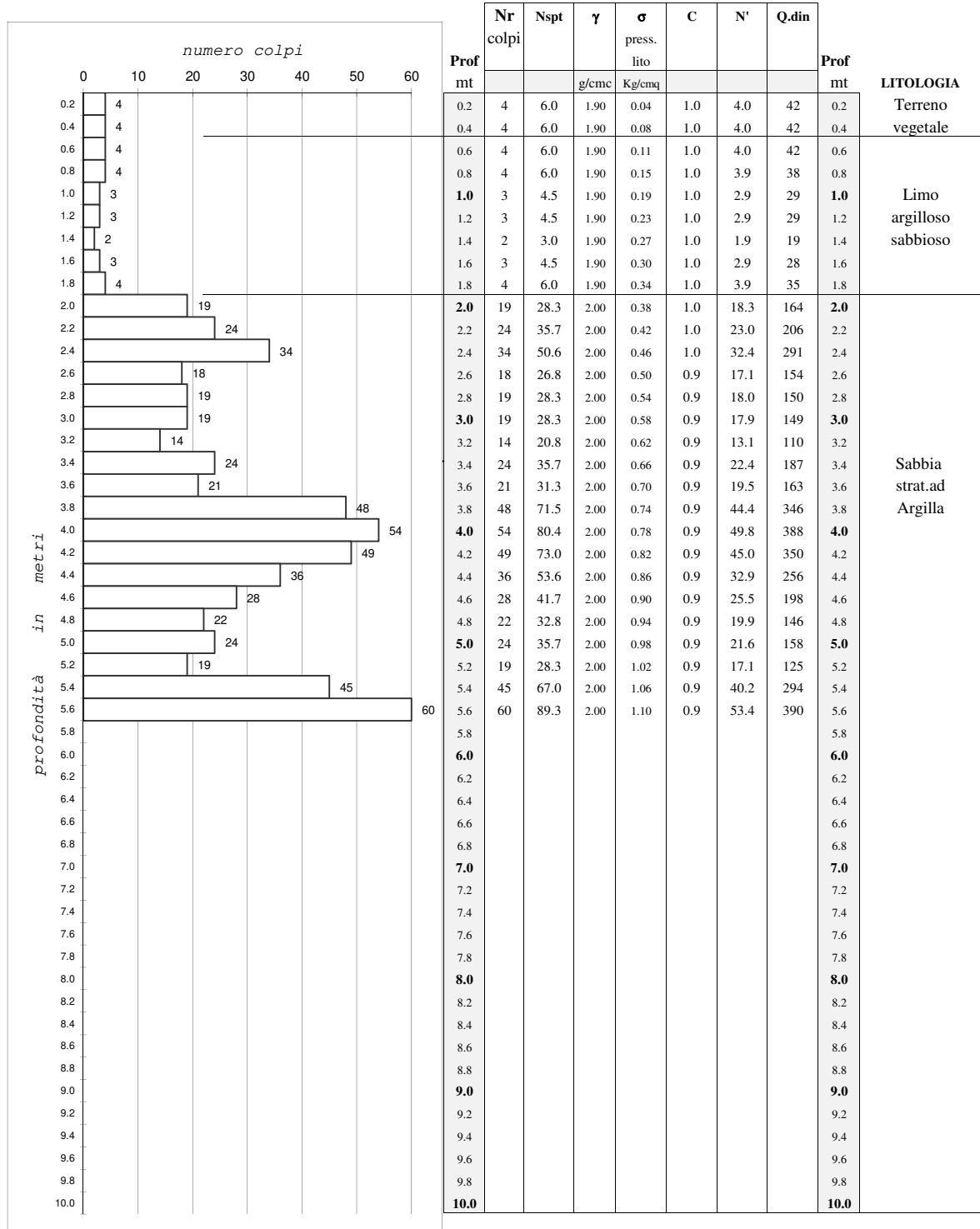
Località: Via C. Crivelli, MASSA FERMANA (FM)

Comune:

data: 20 Aprile 2021

Falda

note:



Penetrometro dinamico super-pesante (DPSH) Pagani TG63-100

Maglio 63.5 Kg, Volata 75 cm., Punta conica diam. 51 mm. (area 23.43 cmq, apertura 60°)

Prova eseguita in assenza di aste di rivestimento

PROVA DPSH 2

Committente: Tennacola

Località: Via C. Crivelli, MASSA FERMANA (FM)

data: 20 Aprile 2021

Falda

						NATURA COESIVA			NATURA GRANULARE				
LITOLOGIA	Prof	Nr colpi	Q.din	γ	σ press. lito	Cu coesione non drenata	Ed modulo edometrico		Dr %	ϕ angolo attrito	Es modulo elasticità	rischio liquefazione	Prof
	mt			g/cmc	Kg/cm ^q	Kg/cm ^q	kg/cm ^q						mt
									gradi	kg/cm ^q			
Terreno vegetale	0.2	4	42	1.90	0.04		101						0.2
	0.4	4	42	1.90	0.08		101						0.4
Limo argilloso sabbioso	0.6	4	42	1.90	0.11	1.26	101						0.6
	0.8	4	38	1.90	0.15	1.15	92						0.8
	1.0	3	29	1.90	0.19	0.88	69						1.0
	1.2	3	29	1.90	0.23	0.88	68						1.2
	1.4	2	19	1.90	0.27	0.70	45						1.4
	1.6	3	28	1.90	0.30	0.87	68						1.6
	1.8	4	35	1.90	0.34	1.04	83						1.8
Sabbia strat.ad Argilla	2.0	19	164	2.00	0.38				>80	34.9	394		2.0
	2.2	24	206	2.00	0.42				>80	36.2	495	529	2.2
	2.4	34	291	2.00	0.46				>80	37.6	699		2.4
	2.6	18	154	2.00	0.50	4.61	368						2.6
	2.8	19	150	2.00	0.54	4.50	360	337					2.8
	3.0	19	149	2.00	0.58	4.48	358						3.0
	3.2	14	110	2.00	0.62	3.29	263						3.2
	3.4	24	187	2.00	0.66				>80	35.7	449		3.4
	3.6	21	163	2.00	0.70				>80	34.8	391		3.6
	3.8	48	346	2.00	0.74				>80	38.4	830		3.8
	4.0	54	388	2.00	0.78				>80	39.1	930	647	4.0
	4.2	49	350	2.00	0.82				>80	38.5	840		4.2
	4.4	36	256	2.00	0.86				>80	37.0	615		4.4
	4.6	28	198	2.00	0.90				>80	36.1	476		4.6
	4.8	22	146	2.00	0.94	4.37	349						4.8
	5.0	24	158	2.00	0.98	4.74	379	342					5.0
	5.2	19	125	2.00	1.02	3.74	299						5.2
	5.4	45	294	2.00	1.06				>80	37.6	705		5.4
	5.6	60	390	2.00	1.10				>80	39.1	936	820	5.6
	5.8												5.8
	6.0												6.0
	6.2												6.2
	6.4												6.4
	6.6												6.6
	6.8												6.8
	7.0												7.0
	7.2												7.2
	7.4												7.4
	7.6												7.6
	7.8												7.8
	8.0												8.0
	8.2												8.2
	8.4												8.4
	8.6												8.6
	8.8												8.8
	9.0												9.0
	9.2												9.2
	9.4												9.4
	9.6												9.6
	9.8												9.8
	10.0												10.0

Penetrometro dinamico super-pesante (DPSH) Pagani TG63-100

Maglio 63.5 Kg, Volata 75 cm., Punta conica diam. 51 mm. (area 23.43 cm^q, apertura 60°)

Prova eseguita in assenza di aste di rivestimento

PROVA DPSH 3

Committente: Tennacola

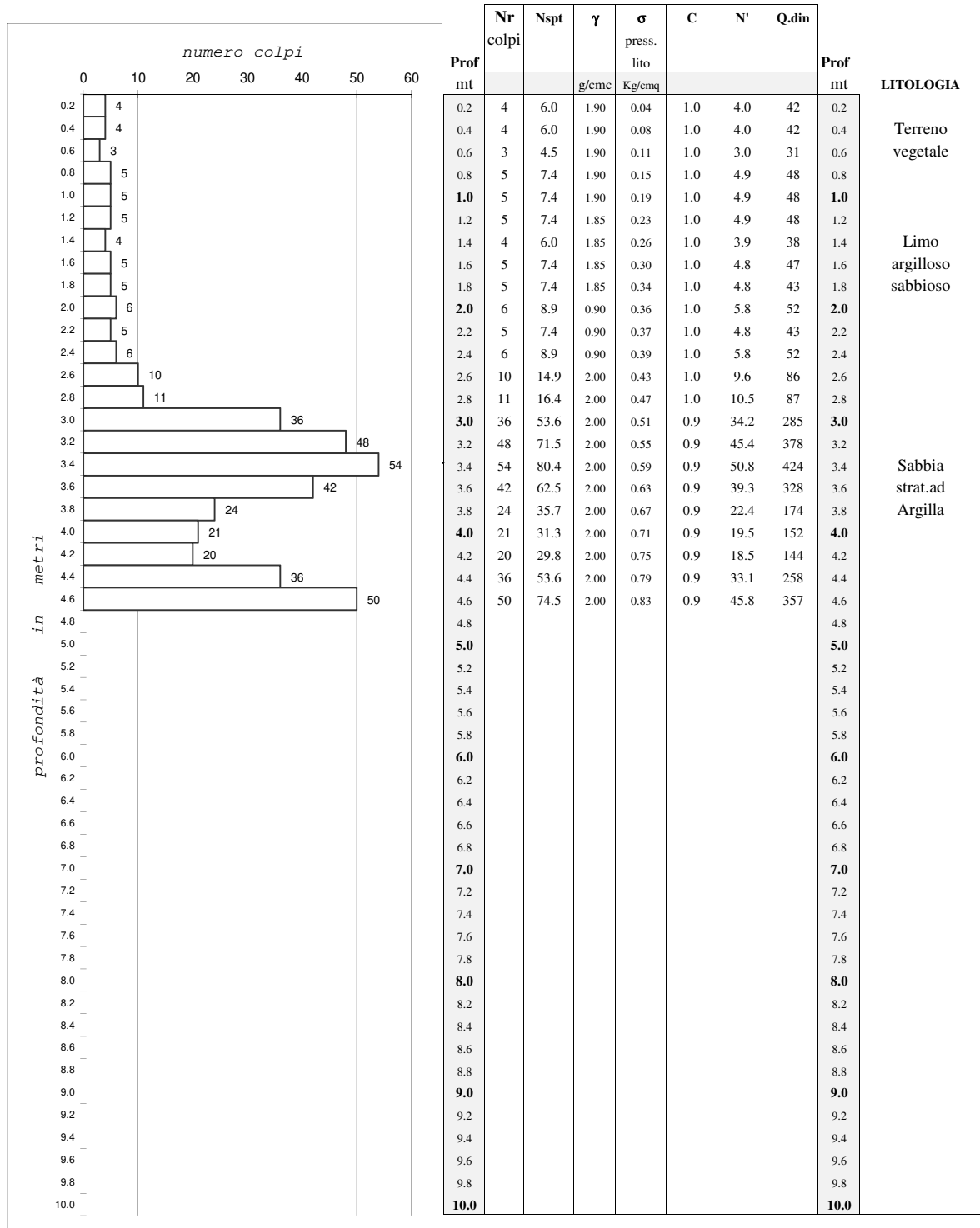
Località: Via C. Crivelli, MASSA FERMANA (FM)

Comune:

data: 20 Aprile 2021

Falda

note:



Penetrometro dinamico super-pesante (DPSH) Pagani TG63-100

Maglio 63.5 Kg, Volata 75 cm., Punta conica diam. 51 mm. (area 23.43 cmq, apertura 60°)

Prova eseguita in assenza di aste di rivestimento

PROVA DPSH 3

Committente: Tennacola

Località: Via C. Crivelli, MASSA FERMANA (FM)

data: 20 Aprile 2021

Falda

						NATURA COESIVA			NATURA GRANULARE				
LITOLOGIA	Prof	Nr colpi	Q.din	γ	σ press. lito	Cu	Ed		Dr	ϕ	Es	rischio liquefazione	Prof
						coesione non drenata	modulo edometrico		%	angolo attrito	modulo elasticità		
	mt			g/cmc	Kg/cmq	Kg/cmq	kg/cmq	medie		gradi	kg/cmq		mt
Terreno vegetale	0.2	4	42	1.90	0.04		101						0.2
	0.4	4	42	1.90	0.08		101						0.4
	0.6	3	31	1.90	0.11		75						0.6
Limo argilloso sabbioso	0.8	5	48	1.90	0.15	1.44	115						0.8
	1.0	5	48	1.90	0.19	1.43	114						1.0
	1.2	5	48	1.85	0.23	1.43	114						1.2
	1.4	4	38	1.85	0.26	1.14	91	112					1.4
	1.6	5	47	1.85	0.30	1.41	113						1.6
	1.8	5	43	1.85	0.34	1.30	104						1.8
	2.0	6	52	0.90	0.36	1.56	125						2.0
	2.2	5	43	0.90	0.37	1.30	104						2.2
Sabbia strat.ad Argilla	2.4	6	52	0.90	0.39	1.55	124						2.4
	2.6	10	86	2.00	0.43	2.58	206						2.6
	2.8	11	87	2.00	0.47	2.62	210	208					2.8
	3.0	36	285	2.00	0.51				>80	37.5	684		3.0
	3.2	48	378	2.00	0.55				>80	38.9	908		3.2
	3.4	54	424	2.00	0.59				>80	39.7	1017	849	3.4
	3.6	42	328	2.00	0.63				>80	38.1	788		3.6
	3.8	24	174	2.00	0.67	5.23	418						3.8
	4.0	21	152	2.00	0.71	4.56	365	376					4.0
	4.2	20	144	2.00	0.75	4.32	346						4.2
	4.4	36	258	2.00	0.79				>80	37.0	619		4.4
	4.6	50	357	2.00	0.83				>80	38.6	857	738	4.6
	4.8												4.8
	5.0												5.0
	5.2												5.2
	5.4												5.4
	5.6												5.6
	5.8												5.8
	6.0												6.0
	6.2												6.2
	6.4												6.4
	6.6												6.6
	6.8												6.8
	7.0												7.0
	7.2												7.2
	7.4												7.4
	7.6												7.6
	7.8												7.8
	8.0												8.0
	8.2												8.2
	8.4												8.4
	8.6												8.6
	8.8												8.8
	9.0												9.0
	9.2												9.2
	9.4												9.4
	9.6												9.6
	9.8												9.8
	10.0												10.0

Penetrometro dinamico super-pesante (DPSH) Pagani TG63-100

Maglio 63.5 Kg, Volata 75 cm., Punta conica diam. 51 mm. (area 23.43 cmq, apertura 60°)

Prova eseguita in assenza di aste di rivestimento

PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT

CARATTERISTICHE TECNICHE STRUMENTALI

Tipo:	Pagani TG 63-100 EML.C
Diametro punta conica:	35.7 mm
Angolo di apertura punta:	60°
Manicotto laterale di attrito tipo:	Begemann ($\phi=35.7$ mm, $h=13.3$ mm, Sup.lat.=150 cmq)
Velocità di avanzamento costante:	$V=2$ cm/s ± 0.5 cm/s
Spinta massima nominale dello strumento:	10 000 Kg
Costante di trasformazione dello strumento	10

FASI OPERATIVE

Fase 1:	resistenza alla punta	R_p (Kg/cm ²)= lettura alla punta * Ct/10
Fase 2:	resistenza laterale locale	R_l (Kg/cm ²)= (lett. laterale-lett. punta) * Ct/150
Fase 3:	resistenza totale	R_t (Kg) = lettura totale * Ct

N.B.: causa la distanza intercorrente (20 cm circa) fra il manicotto laterale e la punta conica del penetrometro, la resistenza laterale locale R_l viene computata 20 cm sopra la punta.

VALUTAZIONI LITOLOGICHE

Valutazioni in base al rapporto $F=R_p/R_l$ valide per terreni immersi in falda (Begemann 1965, Raccomandazioni A.G.I. 1977)

$F=R_p/R_l$	Natura Litologica	Proprietà
$F < 15$	Torbe ed Argille organiche	Coesive
$15 < F < 30$	Limi ed Argille	Coesive
$30 < F < 60$	Limi Sabbiosi e Sabbie Limose	Granulari/Coesive
$F > 60$	Sabbie e Sabbie con Ghiaie	Granulari

N.B.: le valutazioni debbono ritenersi valide ai fini orientativi.

PARAMETRI GEOTECNICI

γ (t/mc)	= peso di volume del terreno;
σ	= (pressione litostatica) tensione verticale geostatica efficace del terreno;
N_{cp}	= fattore di capacità portante dipendente dalla litologia del terreno e dall'angolo di apertura del cono (Raccomandazioni A.G.I. 1977, R. Tornaghi 1981, Ricceri et al. 1974);
C_u (kg/cm ²)	= coesione non drenata, dipendente dalla pressione verticale agente ad una certa profondità;
OCR	= grado di sovraconsolidazione riferito a terreni coesivi (Ladd e Foott 1972-1974-1977, Schmertmann 1978);
M_o (kg/cm ²)	= modulo di deformazione edometrico riferito a terreni coesivi (Sanglerat 1972, Mitchell e Gardner 1975 et al.);
D_r (%)	= densità relativa riferita a terreni granulari normal consolidati (Schmertmann 1976);
ϕ (gradi)	= angolo di attrito riferito a terreni granulari (Baldi et al. 1983, relazione di Herminier modificata);
E (kg/cm ²)	= modulo di compressibilità riferito a terreni granulari (Trofimienkof 1974 modificato, Mitchel e Gardner 1975).

LETTURE DI CAMPAGNA - VALORI DI RESISTENZA

CPT 1

Committente: Tennacola spa

data: 20/04/2021

Località: Via C. Crivelli, MASSA FERMANA (FM)

note:

falda (mt. pc.) non ril.

Letture di campagna			Rp		Rl		Rapporti	
mt.	punta	laterale	mt.	Kg/cm ²	mt.	Kg/cm ²	mt.	Rp/Rl
0			0		0		0	
0.2			0.2		0.2		0.2	
0.4	34	42	0.4	34	0.4	0.53	0.4	64
0.6	41	54	0.6	41	0.6	0.87	0.6	47
0.8	34	69	0.8	34	0.8	2.33	0.8	15
1	32	74	1	32	1	2.80	1	12
1.2	45	84	1.2	45	1.2	2.60	1.2	17
1.4	43	77	1.4	43	1.4	2.27	1.4	19
1.6	45	83	1.6	45	1.6	2.53	1.6	18
1.8	52	90	1.8	52	1.8	2.53	1.8	21
2	48	81	2	48	2	2.20	2	22
2.2	134	145	2.2	134	2.2	0.73	2.2	183
2.4	164	215	2.4	164	2.4	3.40	2.4	48
2.6	121	189	2.6	121	2.6	4.53	2.6	27
2.8	138	193	2.8	139	2.8	3.67	2.8	38
3	330	350	3	331	3	1.33	3	248
3.2	390	400	3.2	391	3.2	0.67	3.2	586
3.4	400	420	3.4	401	3.4	1.33	3.4	300
3.6			3.6		3.6		3.6	
3.8			3.8		3.8		3.8	
4			4		4		4	
4.2			4.2		4.2		4.2	
4.4			4.4		4.4		4.4	
4.6			4.6		4.6		4.6	
4.8			4.8		4.8		4.8	
5			5		5		5	
5.2			5.2		5.2		5.2	
5.4			5.4		5.4		5.4	
5.6			5.6		5.6		5.6	
5.8			5.8		5.8		5.8	
6			6		6		6	
6.2			6.2		6.2		6.2	
6.4			6.4		6.4		6.4	
6.6			6.6		6.6		6.6	
6.8			6.8		6.8		6.8	
7			7		7		7	
7.2			7.2		7.2		7.2	
7.4			7.4		7.4		7.4	
7.6			7.6		7.6		7.6	
7.8			7.8		7.8		7.8	
8			8		8		8	
8.2			8.2		8.2		8.2	
8.4			8.4		8.4		8.4	
8.6			8.6		8.6		8.6	
8.8			8.8		8.8		8.8	
9			9		9		9	
9.2			9.2		9.2		9.2	
9.4			9.4		9.4		9.4	
9.6			9.6		9.6		9.6	
9.8			9.8		9.8		9.8	
10			10		10		10	
10.2			10.2		10.2		10.2	
10.4			10.4		10.4		10.4	
10.6			10.6		10.6		10.6	
10.8			10.8		10.8		10.8	
11			11		11		11	
11.2			11.2		11.2		11.2	
11.4			11.4		11.4		11.4	
11.6			11.6		11.6		11.6	
11.8			11.8		11.8		11.8	
12			12		12		12	
12.2			12.2		12.2		12.2	
12.4			12.4		12.4		12.4	
12.6			12.6		12.6		12.6	
12.8			12.8		12.8		12.8	
13			13		13		13	

Penetrometro statico tipo PAGANI TG63-100 da 100 Kn (con anello allargatore)

Costante di trasformazione Ct=10 Velocità di avanzamento punta 2 cm/sec

Punta meccanica tipo Begemann (area punta 10 cm² apertura 60°)

Manicotto laterale superficie 150 cm²

DIAGRAMMA DI RESISTENZA

CPT 1

Committente: Tennacola spa

data: 20/04/2021

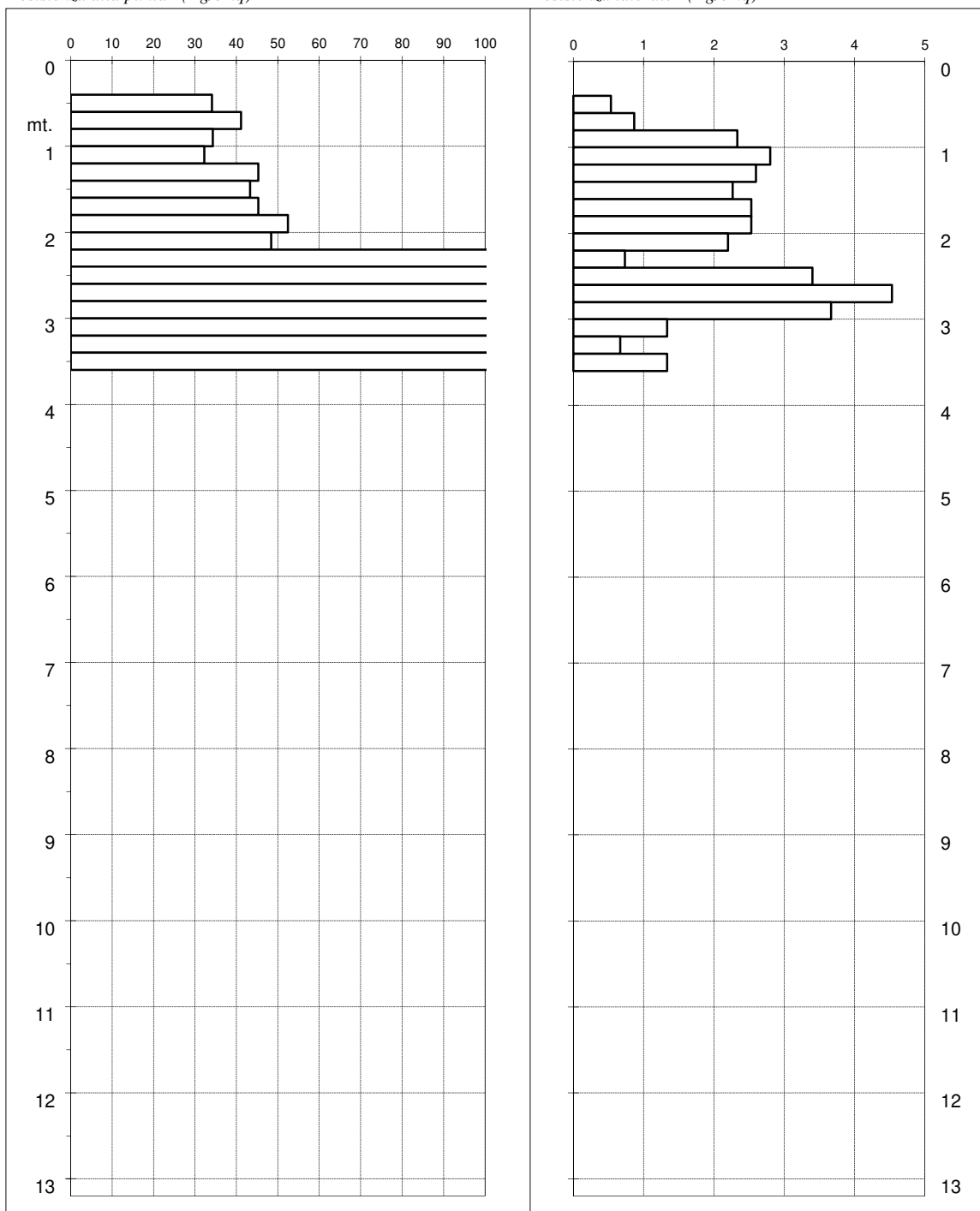
Località: Via C. Crivelli, MASSA FERMANA (FM)

note:

falda (mt. pc.): non ril.

Resistenza alla punta (Kg/cm²)

Resistenza laterale (Kg/cm²)



Penetrometro statico tipo PAGANI TG63-100 da 100 Kn (con anello allargatore)

Costante di trasformazione $C_t=10$ Velocità di avanzamento punta 2 cm/sec

Punta meccanica tipo Begemann (area punta 10 cm² apertura 60°)

Manicotto laterale superficie 150 cm²

VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 1

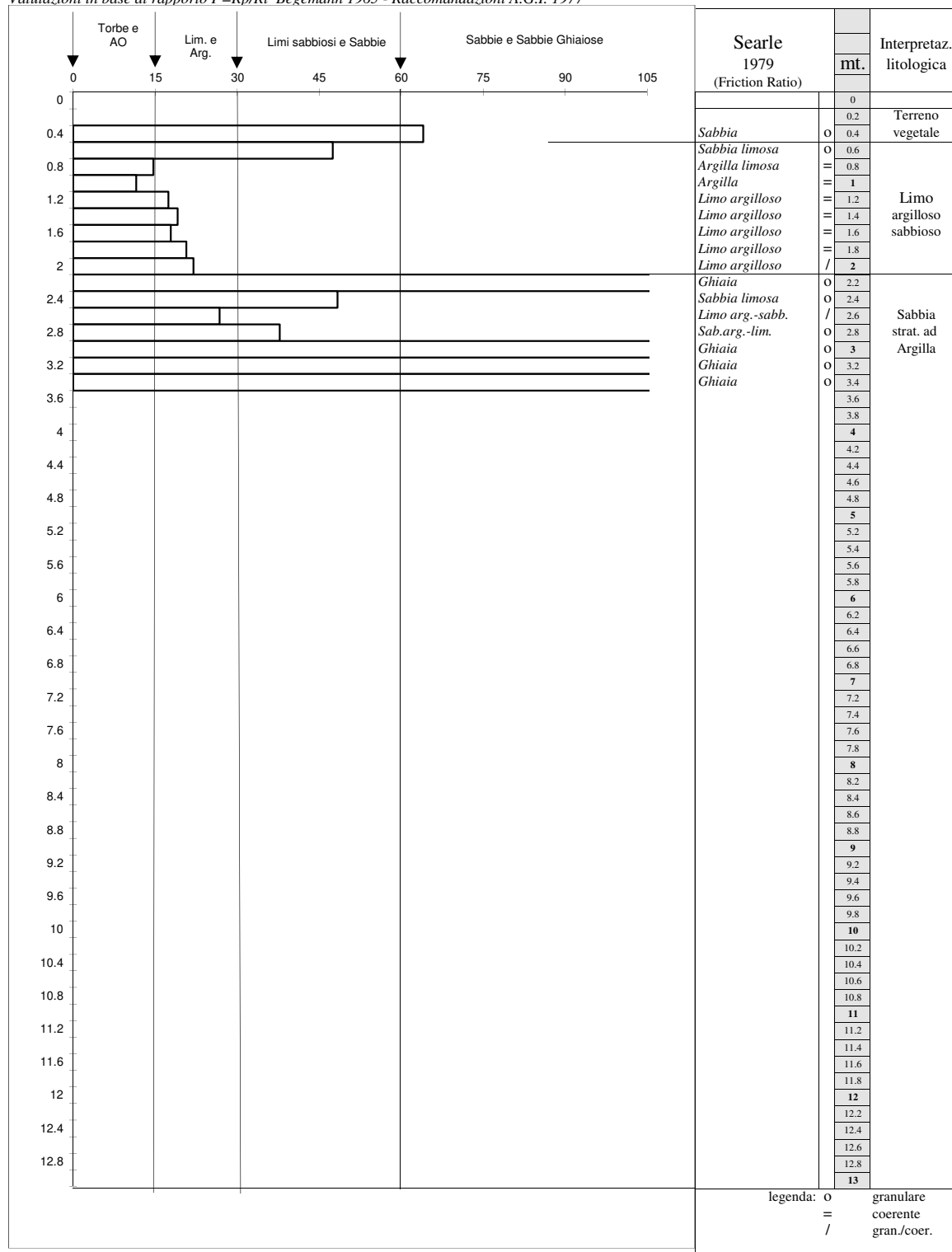
Committente: Tennacola spa

data: 20/04/2021

Località: Via C. Crivelli, MASSA FERMANA (FM)

falda (mt. pc.): non ril.

Valutazioni in base al rapporto $F=Rp/Rl$ Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977



Penetrometro statico tipo PAGANI TG63-100 da 100 Kn (con anello allargatore)
Costante di trasformazione $C_t=10$ Velocità di avanzamento punta 2 cm/sec
Punta meccanica tipo Begemann (area punta 10 cmq apertura 60°)
Manicotto laterale superficie 150 cmq

PARAMETRI GEOTECNICI

CPT 1

data: 20/04/2021

Committente: Tennacola spa

Località: Via C. Crivelli, MASSA FERMANA (FM)

falda: non ril. mt.pc.

note:

mt.	Rp	Natura litologica	g	press litost.	NATURA COESIVA					NATURA GRANULARE				mt.
					Ncp	Cu	OCR	Mo	medie	Dr	φ	E	medie	
0.0	Kg/cmq		t/mc	Kg/cmq	(-)	Kg/cmq	(-)	Kg/cmq	Kg/cmq	%	(°)	Kg/cmq	Kg/cmq	0
0.2	0	Terreno	1.90	0.04										0.2
0.4	34	vegetale	1.90	0.08	18			102						0.4
0.6	41	Limo argilloso sabbioso	1.90	0.11	18	1.4	36	123	128					0.6
0.8	34		1.90	0.15	18	1.1	23	103						0.8
1	32		1.90	0.19	18	1.1	17	97						1
1.2	45		1.90	0.23	18	1.5	20	136						1.2
1.4	43		1.90	0.27	18	1.4	16	130						1.4
1.6	45		1.90	0.30	18	1.5	15	136						1.6
1.8	52		1.90	0.34	18	1.7	15	157						1.8
2	48		1.90	0.38	18	1.6	13	145						2
2.2	134		2.00	0.42	18	7.4	54	403						2.2
2.4	164		2.00	0.46						76	41.1	575		2.4
2.6	121	Sabbia	2.00	0.50	18	6.7	41	364						2.6
2.8	139	strat.ad	2.00	0.54						70	38.3	485		2.8
3	331	Argilla	2.00	0.58						>85	43.7	1157	1103	3
3.2	391		2.00	0.62						>85	44.1	1367		3.2
3.4	401		2.00	0.66						>85	44.0	1402		3.4
3.6														3.6
3.8														3.8
4														4
4.2														4.2
4.4														4.4
4.6														4.6
4.8														4.8
5														5
5.2														5.2
5.4														5.4
5.6														5.6
5.8														5.8
6														6
6.2														6.2
6.4														6.4
6.6														6.6
6.8														6.8
7														7
7.2														7.2
7.4														7.4
7.6														7.6
7.8														7.8
8														8
8.2														8.2
8.4														8.4
8.6														8.6
8.8														8.8
9														9
9.2														9.2
9.4														9.4
9.6														9.6
9.8														9.8
10														10
10.2														10.2
10.4														10.4
10.6														10.6
10.8														10.8
11														11
11.2														11.2
11.4														11.4
11.6														11.6
11.8														11.8
12														12
12.2														12.2
12.4														12.4
12.6														12.6
12.8														12.8
13														13

Penetrometro statico tipo PAGANI TG63-100 da 100 Kn (con anello allargatore)

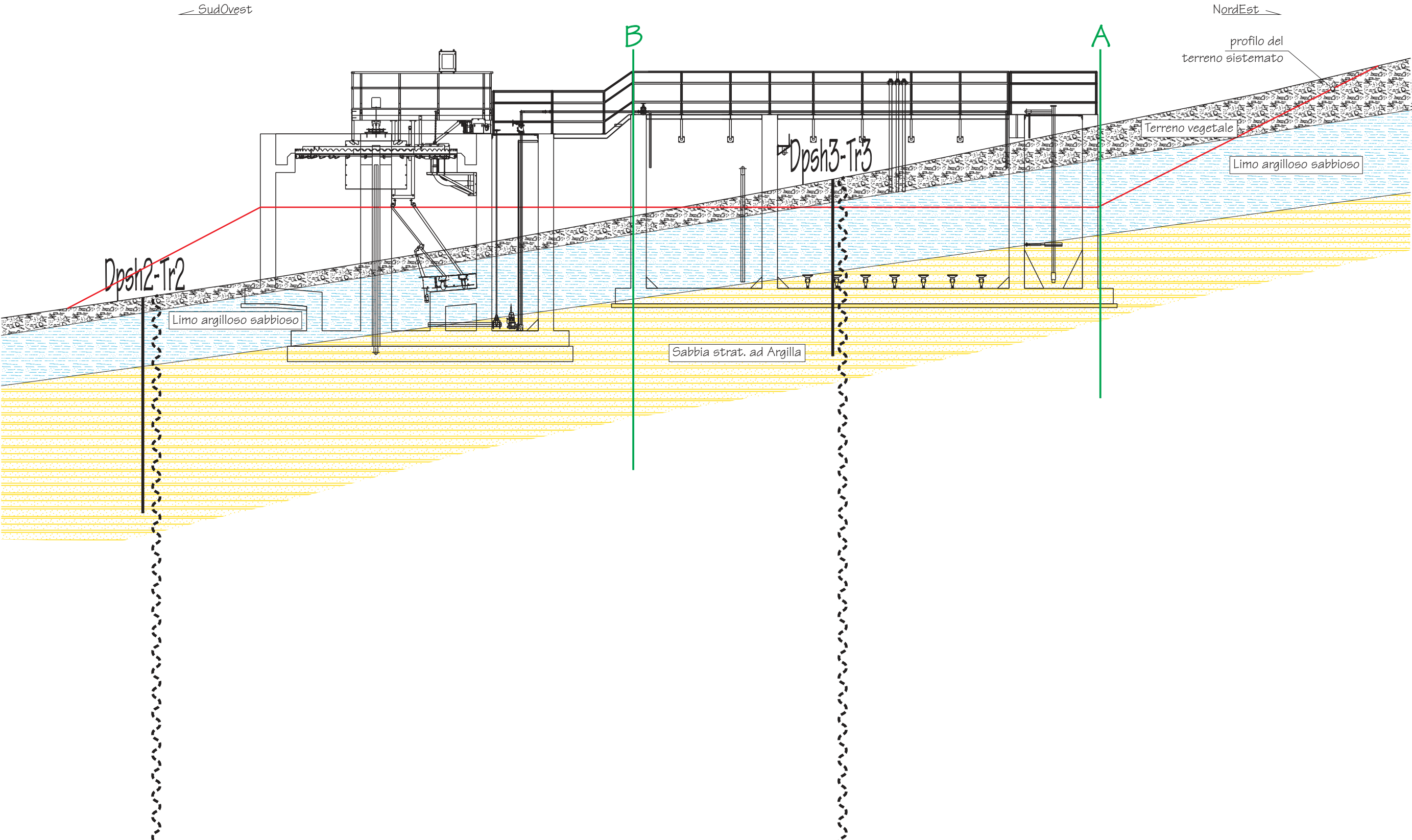
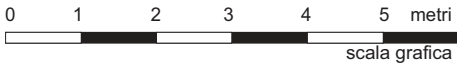
Costante di trasformazione Ct=10 Velocità di avanzamento punta 2 cm/sec

Punta meccanica tipo Begemann (area punta 10 cmq apertura 60°)

Manicotto laterale superficie 150 cmq

SEZIONE GEOLOGICA A-A'

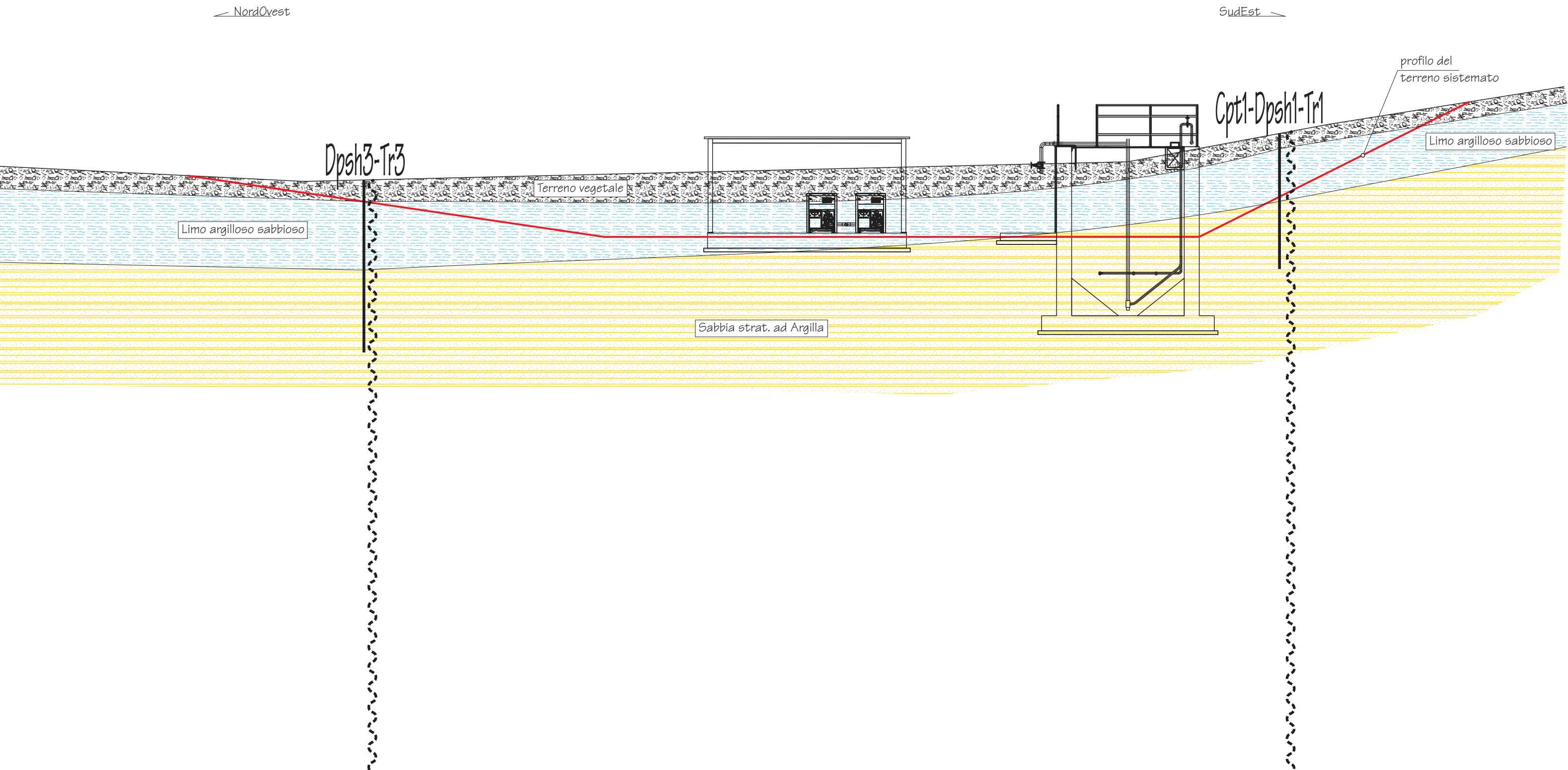
rapp. 1:100



SEZIONE GEOLOGICA D-D'
rapp. 1:100

012345 metri

scala grafica



Dott. Massimo Basili GEOLOGO Via Fratte, 73 63821 PORTO SANT'ELPIDIO (FM) tel.0734.992797 e-mail: info@studiogeologiabasili.it pec:basili.geologo@epap.sicurezzapostale.it	Oggetto: <i>Indagine sismica a stazione singola</i> Località: <i>Via C. Crivelli, Massa Fermana (FM)</i> Data esecuzione rilievo: <i>20 Aprile 2021</i> <hr/> Committente: <i>Tennacola spa</i>
--	---

INDAGINE SISMICA PASSIVA A STAZIONE SINGOLA

Progetto per la costruzione di un impianto di trattamento acque reflue da realizzare in località *Iommi*, nel comune di Massa Fermana (FM).

Porto Sant'Elpidio, 30 Giugno 2021

il geologo
Dr. Massimo Basili
ORDINE DEI GEOLOGI DELLA REGIONE MARCHE
geologo specialista
numero 277 albo sezione A (1989)



INDICE

PREMESSA	pag. 1
STRUMENTAZIONE IMPIEGATA	pag. 3
TERRENI	pag. 3
Procedura di analisi dati per stazione singola H/V	pag. 3
Stazione Tr2	pag. 4
APPENDICE	pag. 8
Oggetto della misura: Il microtremore sismico ambientale	pag. 8
La tecnica impiegata: Cenni storici	pag. 9

PREMESSA

Lo scopo di questa indagine è la caratterizzazione sismica del sottosuolo e, in particolare, l'individuazione delle discontinuità sismiche nonché la ricostruzione della profondità del locale sub-strato geologico (o meglio bedrock geofisico). Con tale metodo viene stimata la velocità di propagazione delle onde di taglio ($V_{s,eq}$) come esplicitamente richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 Gennaio 2008 e dell'Aggiornamento del 17 Gennaio 2018. L'indagine geofisica proposta si avvale della metodologia basata sulla tecnica di Nakamura e sul rapporto spettrale H/V. La tecnica dei rapporti spettrali o HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazioni esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque. I risultati che si possono ottenere da una registrazione di questo tipo sono:

-la **frequenza caratteristica di risonanza del sito** che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale, in quanto si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare manufatti aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di "doppia risonanza" estremamente pericolosi per la stabilità degli stessi in caso di sisma;

-la **frequenza fondamentale di risonanza di un edificio**, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In quanto risulterà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito e capire se in caso di sisma la struttura potrà essere o meno a rischio;

-la **velocità media delle onde di taglio V_s e $V_{s,eq}$** calcolata tramite un apposito codice di calcolo. E' necessario in questo caso, per l'affidabilità del

risultato conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia (prova penetrometrica, sondaggio geognostico ecc..) e riconoscibile nella curva H/V. E' possibile calcolare la **Vs,eq** e la relativa categoria del suolo di fondazione come esplicitamente richiesto dal DM 17/01/18; per depositi con profondità H del substrato sismico superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio Vs,eq è definita dal parametro Vs,30.

-la **stratigrafia del sottosuolo** con un range di indagine compreso tra 0.5 e 700 mt. di profondità, anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 mt. Il principio su cui si basa la presente tecnica, in termini di stratigrafia del sottosuolo, è rappresentato dalla definizione di strato inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto d'impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

STRUMENTAZIONE IMPIEGATA

Le misure di microtremore ambientale sono state eseguite per mezzo di un tromografo digitale portatile progettato specificamente per l'acquisizione del rumore sismico. Lo strumento (Tromino®, Micromed spa) è dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) orientati secondo le direzioni NS, EW e verticalmente, ad alta definizione, alimentato a batterie, senza cavi esterni. I dati di rumore, amplificati e digitalizzati a 24 bit equivalenti, sono stati acquisiti alle frequenze di campionamento di 128 Hz.

Sui terreni attigui all'area di sedime della struttura in esame è stata condotta, in data *20 Aprile 2021*, un'indagine geofisica attraverso l'acquisizione di n.3 registrazioni a stazione singola, denominate Tr1, Tr2 e Tr3 ubicate all'interno del lotto in esame, scegliendo nell'interpretazione del presente studio la traccia Tr2 considerata qualitativamente migliore (*vedi Planimetria Tav3, allegata*).

Procedura di analisi dati per stazioni singole H/V

Dalla registrazione del rumore sismico ambientale in campo libero si ricava la curva H/V, secondo la procedura descritta in Castellaro et al. (2005), secondo i seguenti parametri:

- > larghezza delle finestre d'analisi 20 s,
- > lisciamento secondo finestra triangolare con ampiezza pari a 10% della frequenza centrale,
- > rimozione dei transetti sulla serie temporale degli H/V.

La curva H/V viene riprodotta creando una serie di modelli sintetici (*che contemplano la propagazione delle onde di Rayleigh e di Love nel modo fondamentale e superiori in sistemi multistrato*), fino a considerare per buono

il modello teorico più vicino alle curve sperimentali. Tale operazione è possibile esclusivamente in presenza di un vincolo che può essere la profondità, nota tramite prove dirette (prove penetrometriche eseguite in situ), di un riflettore sismico il cui marker sia riconoscibile nelle curve H/V (Castellaro e Mulargia, 2008) o la velocità delle onde di taglio (V_s) del primo strato nota da altre indagini. Nel caso specifico si sono ottenuti i seguenti risultati:

Stazione Tr2

In Figura 1 sono riprodotti gli spettri dei singoli canali N-S, E-W e componente verticale registrati sul lotto oggetto di studio.

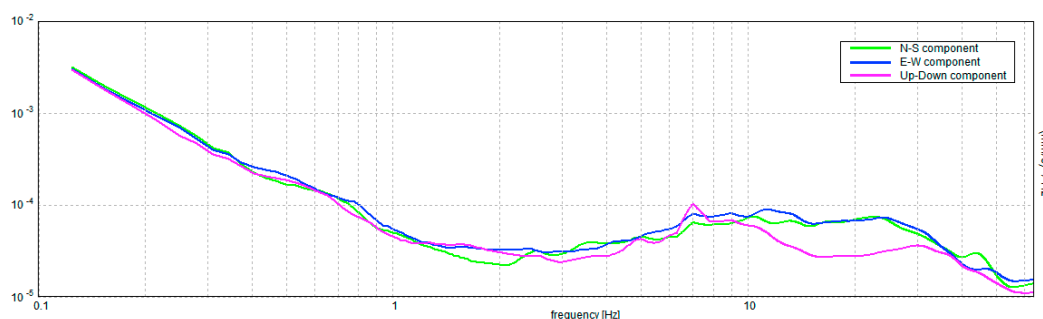


figura 1

In Figura 2 è riprodotta la curva H/V teorica derivante dal modello di sottosuolo di Figura 3, sovrapposta alla curva H/V sperimentale registrata nel sito in oggetto. Si osserva una buona congruenza tra le due curve.

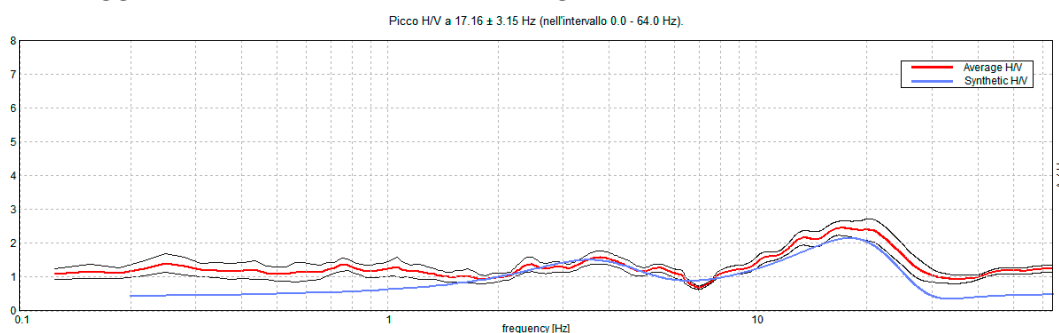


figura 2. Confronto tra la curva H/V sperimentale relativa al sito in oggetto (media in rosso e intervallo di confidenza al 95% in nero) e la curva H/V teorica ottenuta per il modello di sottosuolo di Tabella 1

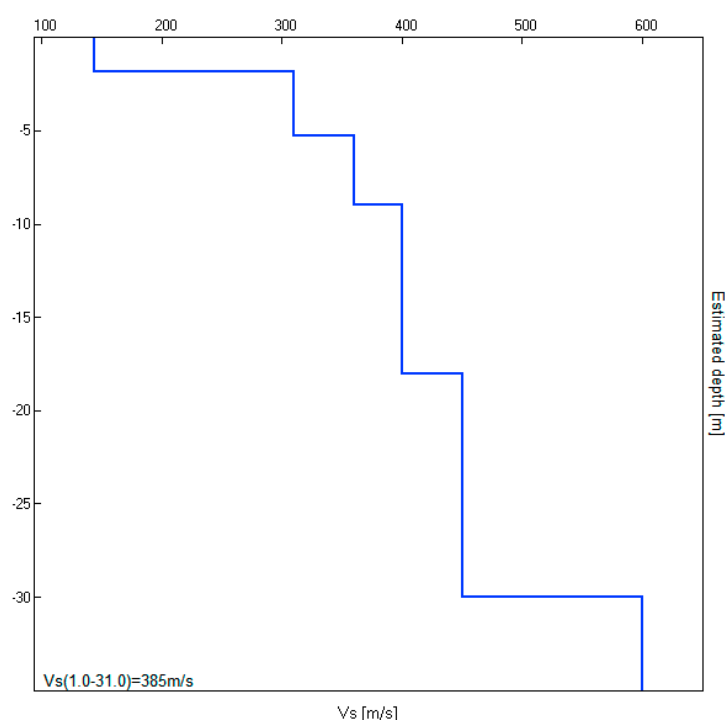


figura 3. Modello di velocità delle onde di taglio per il sito in oggetto.

Profondità	Spessore (m)	Vs (m/s)	Coefficiente di Poisson
1.80	1.80	144	0.35
5.30	3.50	310	0.45
9.00	3.70	360	0.45
18.00	9.00	400	0.45
30.00	12.00	450	0.45
inf.	0.00	600	0.45

tabella 1. Modello di sottosuolo per il sito in oggetto.

E' stato quindi possibile stimare la $V_{s_{equ}}$, tramite la formula:

$$\hat{V}_s = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{v_i}}$$

dove

v_s = valore di velocità delle onde di taglio (m/s)

H = profondità (m) alla quale si desidera stimare v_s (30 metri in caso di v_{s30})

h_i = spessore dello strato i - esimo (m)

la velocità delle onde $V_{s,eq}$, come esplicitamente richiesto dalle **Norme Tecniche per le Costruzioni**, D.M. 17/01/2018, nel caso specifico è stata calcolata, in maniera cautelativa, a partire da -1.00 mt dall'attuale piano di campagna, ottenendo:

$$V_{s_{equ}}(1.0-31.0) = 385 \text{ m/s}$$

Nella tabella seguente, s'illustra la qualità del segnale acquisito in base al progetto Sesame (linee guida 2005). Per l'affidabilità della curva HVSR devono essere positivi i primi tre parametri, si osserva, quindi, che il picco a 17.16 Hz soddisfa i criteri e va pertanto assunto come frequenza fondamentale di risonanza del sito.

Max. H/V at 17.16 ± 3.15 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).			
Criteria for a reliable HVSR curve (tutti e tre dovrebbero essere verificati)			
$f_0 > 10 / L_w$	$17.16 > 0.50$	OK	
$nc(f_0) > 200$	$10293.8 > 200$	OK	
$sA(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $sA(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 824 times	OK	
Criteria for a clear HVSR peak (almeno 5 su sei dovrebbero essere verificati)			
Exists f- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f_-) < A_0 / 2$	9.063 Hz	OK	
Exists f+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f_+) < A_0 / 2$	27.781 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$2.44 > 2$	OK	
$f_{peak}[A_{H/V}(f) \pm sA(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.18361 < 0.05$		NO
$sf < e(f_0)$	$3.15002 < 0.85781$		NO
$sA(f_0) < q(f_0)$	$0.2187 < 1.58$	OK	

Nel caso specifico, quindi, per il frustolo di terreno in oggetto è stato determinato, attraverso l'esecuzione dell'indagine geofisica mediante tecnica dei rapporti spettrali o HVSR, un valore di V_{sequ} pari a **pari a 385 m/sec**, pertanto alla luce dei risultati della sismica effettuata, nel caso il progettista volesse adottare la procedura semplificata per il dimensionamento delle strutture in questione, il suolo di fondazione in oggetto può essere assimilato, facendo riferimento alla normativa vigente (DM 17/01/18) ad una "**categoria di suolo di tipo "B"**", ovvero *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.*

Mentre, nel caso tale categoria non fosse ritenuta, da parte del progettista, sufficientemente rappresentativa del sito, in considerazione del fatto che la procedura semplificata tramite abachi nazionali non risulta, a volte, corretta, essendo stata creata tramite modelli che difficilmente riescono a riprodurre il comportamento dinamico dei terreni locali, si dovrà necessariamente implementare lo studio attraverso una valutazione specifica dell'azione sismica di progetto (*Risposta Sismica Locale*), intesa come la determinazione dell'azione sismica attesa in un punto (*piano di fondazione dell'opera in esame*) a seguito di una sollecitazione sismica che si propaga nel sottosuolo a partire da un ipocentro.

In tutti i casi, nella valutazione della categoria di suolo e nell'approccio alla progettazione strutturale dei manufatti in progetto, non vanno comunque trascurate le informazioni acquisite con l'indagine sismica circa la frequenza di risonanza del sito. Infatti, nel caso specifico, trascurando le frequenze superiori a 10 Hz da considerarsi ingegneristicamente non significative, è stata individuata una **frequenza caratteristica di risonanza del terreno compresa tra 2.5 e 4.5 Hz**, a significare che il terreno in questione amplifica le onde di superficie (*ed in misura leggermente diversa quelle S*) a quella frequenza rispetto all'imput su bedrock di riferimento. Pertanto al fine di scongiurare fenomeni di doppia risonanza terreno-strutture, che potrebbero risultare estremamente pericolose in caso di sisma, si ritiene sia indispensabile dimensionare le strutture in progetto con delle frequenze fondamentali di oscillazione lontane (*superiori per un fattore di moltiplicazione di almeno 1.4, o meglio, minori*) da quelle tipiche del terreno nel sito specifico di edificazione, anche se nel caso specifico trattandosi di strutture per lo più interrato e/o composte da elementi in elevazione in acciaio, si ritiene non vi siano particolari problemi sismici e/o di amplificazione sismica in caso di terremoto.

Porto Sant'Elpidio, 30 Giugno 2021

il geologo
Dr. Massimo Basili
ORDINE DEI GEOLOGI DELLA REGIONE MARCHE
geologo specialista
numero 277 albo sezione A (1989)


APPENDICE

TECNICHE DI INVERSIONE PER MISURE A STAZIONE SINGOLA

Oggetto della misura: il microtremore sismico ambientale

Il rumore sismico ambientale, presente ovunque sulla superficie terrestre, è generato, oltre che dall'attività dinamica terrestre, dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica. Si chiama anche microtremore poiché riguarda oscillazioni molto più piccole di quelle indotte dai terremoti nel campo vicino. I metodi che si basano sulla sua acquisizione si dicono passivi in quanto il rumore non è generato ad hoc, come ad esempio le esplosioni della sismica attiva. Nelle zone in cui non è presente alcuna sorgente di rumore locale e in assenza di vento, lo spettro in frequenza del rumore di fondo in un terreno roccioso e pianeggiante presenta l'andamento illustrato in Figura 27. A tale andamento generale, che è sempre presente, si sovrappongono le sorgenti locali, antropiche (traffico, industrie o 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.

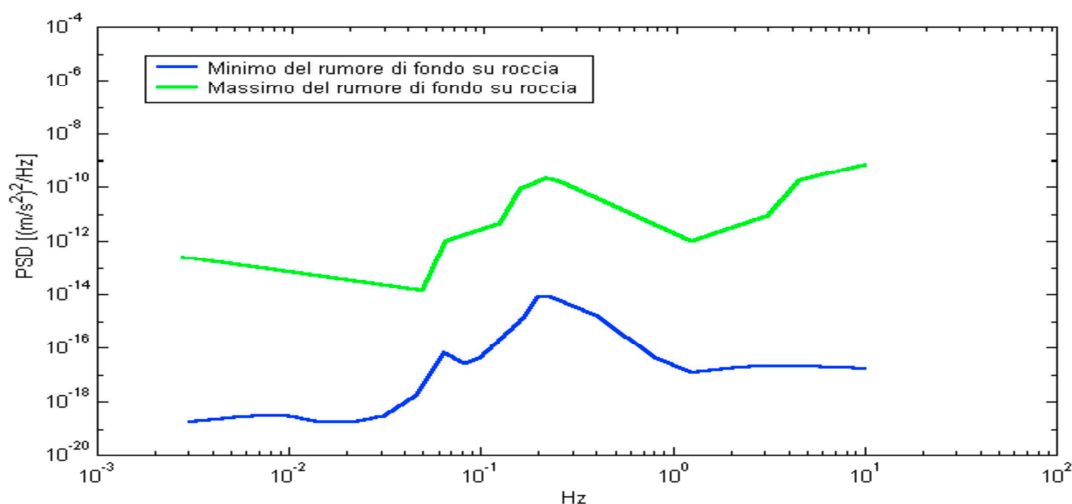


Figura 27. Modelli standard del rumore sismico massimo (in verde) e minimo (in blu) per la Terra secondo il servizio geologico statunitense (USGS). Gli spettri di potenza sono espressi in termini di accelerazione e sono relativi alla componente verticale del moto.

La tecnica impiegata. Cenni storici.

Dai primi studi di Kanai (1957) in poi, diversi metodi sono stati proposti per estrarre l'informazione relativa al sottosuolo a partire dagli spettri del rumore sismico registrati in un sito. Tra questi, la tecnica che si è maggiormente consolidata nell'uso è la tecnica dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale (Horizontal to Vertical Spectral Ratio, HVSR o H/V), applicata da Nogoshi e Igarashi (1970).

Il metodo fu in seguito reso popolare principalmente da Nakamura (1989) come strumento per la determinazione dell'amplificazione sismica locale. Mentre su

questo punto non è ancora stato raggiunto consenso, è invece ampiamente riconosciuto che la curva H/V è in grado di fornire stime affidabili delle frequenze principali di risonanza dei sottosuoli e, tramite opportuna inversione, delle profondità dei substrati rocciosi sotto le coperture sedimentarie.

Studi recenti hanno dimostrato che ulteriori picchi a frequenza maggiori di quelle del bedrock sono riconducibili a contrasti di impedenza interni alla copertura sedimentaria e picchi a frequenze minori di quella del bedrock sono invece riconducibili a contrasti di impedenza interni al bedrock stesso. Riconosciuta questa capacità e dato che, se è disponibile una stima delle velocità delle onde elastiche, le frequenze di risonanza possono essere convertite in stratigrafia, ne risulta che il metodo H/V può essere usato come strumento stratigrafico.

Le basi teoriche dell' H/V sono relativamente semplici in un sistema bistrato del tipo sedimenti + bedrock in cui i parametri variano solo con la profondità (1-D). In questi casi la profondità h della discontinuità sismica viene ricavata tramite la formula semplice della risonanza $h = V / (4 f_r)$ o, al più, tramite la formula [1] in cui V_0 è la velocità al tetto dello strato, x un fattore che dipende dalle caratteristiche del sedimento (granulometria, coesione ecc.) e f_r la frequenza fondamentale di risonanza (cf. ad esempio Ibs-Von Seht e Wohlenberg, 1999).

$$h = \left[\frac{V_0(1-x)}{4f_r} + 1 \right]^{\frac{1}{x-1}} - 1 \quad [1]$$

Nei sistemi multistrato, teoricamente l'effetto di risonanza è sommabile, ma non in modo lineare e senza una corrispondenza 1:1. Ciò significa che la curva H/V relativa ad un sistema a più strati contiene l'informazione relativa alle frequenze di risonanza (e quindi allo spessore) di ciascuno di essi, ma non è interpretabile semplicemente applicando l'equazione [1]. L'inversione richiede l'analisi delle singole componenti e del rapporto H/V , che fornisce un'importante normalizzazione del segnale per a) il contenuto in frequenza, b) la risposta strumentale e c) l'ampiezza del segnale quando le registrazioni vengono effettuate in momenti con rumore di fondo più o meno alto.

L'inversione delle misure di tremore a fini stratigrafici, nei casi reali, sfrutta la tecnica del confronto degli spettri singoli e dei rapporti H/V misurati con quelli 'sintetici', cioè con quelli calcolati relativamente ad un modello. L'interpretazione è tanto più soddisfacente, e il modello tanto più vicino alla realtà, quanto più i dati misurati e quelli sintetici sono vicini. I modelli sintetici di inversione impiegati in questo lavoro partono dalla modellizzazione del campo d'onde superficiali (onde di Rayleigh e Love) in sistemi multistrato (Aki, 1964; Ben-Menahem e Singh, 1981). L'inversione delle curve H/V per ottenere un profilo di V_s è possibile a patto di disporre di un punto di taratura (es. penetrometria o sondaggio) che fornisca la profondità di un riflettore - anche molto superficiale - riconoscibile nella curva H/V oppure a patto di conoscere la V_s del primo strato a partire da tecniche indipendenti (Castellaro e Mulargia, 2008).



foto 1-2: esecuzione prova penetrometriche, statica continua (Cpt1) e dinamiche super pesanti (Dpsh1, Dpsh2 e Dpsh3)

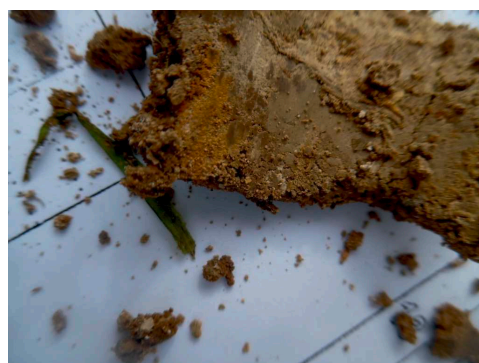
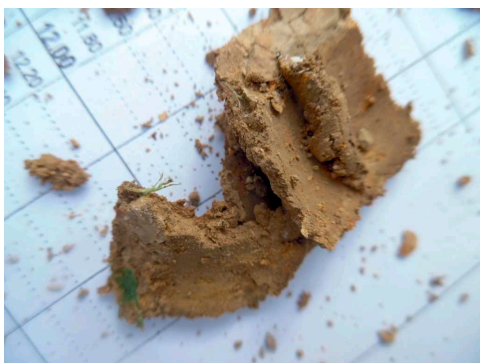


foto 3-4: litotipo "a" Limo argilloso sabbioso (coltre) riscontrato sulle aste penetrometriche dopo l'esecuzione delle prove in situ

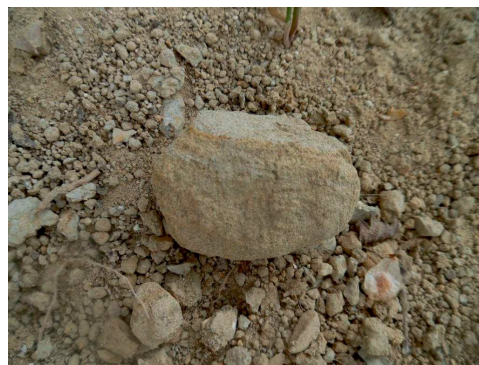
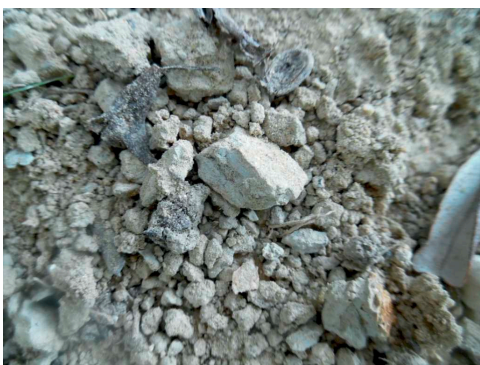


foto 5-6: litotipo "b" Sabbia stratificata ad Argilla S.C. (locale sub-strato geologico) riscontrato in affioramento in corrispondenza di alcune scarpate presenti subito a monte del lotto oggetto di indagine.

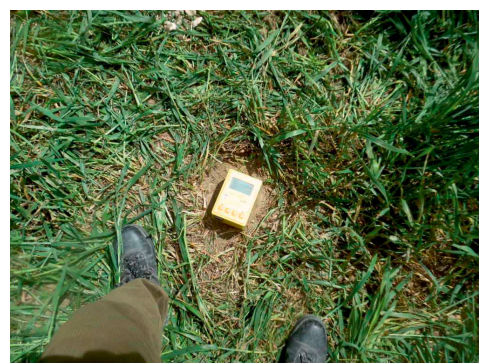


foto 7-8: esecuzione rilievo sismico passivo con tecnica HVSR e registrazione mediante tromografo digitale