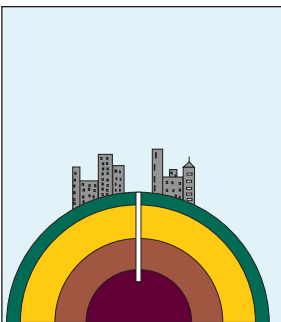


INDAGINE GEOLOGICA, MODELLAZIONE GEOTECNICA
E CARATTERIZZAZIONE SISMICA LOCALE PER LA
COSTRUZIONE DI UN OPIFICIO DA REALIZZARE
ALL'INTERNO DELL'AREA PIP SAN FILIPPO,
VIADELL'INFORMATICA.

Committente:

ditta ECOMEGA srl

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, 13 Luglio 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 opificio da realizzare all'interno dell'area *PIP San Filippo*, via *Dell'Informatica*, nel comune di Porto Sant'Elpidio (FM)".

Committente: *ditta ECOMEGA srl*

INDICE

1.1	PREMESSA	pag. 2
1.2	CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE.....	pag. 4
1.3	CARATTERISTICHE GEOLOGICHE.....	pag. 7
1.4	CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE.....	pag. 9
1.5	CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE.....	pag.10
1.6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	pag.11

La presente relazione è composta da n° 16 pagine e dai seguenti allegati:

ALLEGATI

ALL. A *IPOTESI GEOTECNICHE*

- 1a fondazioni
- 1b valutazione dei cedimenti
- 1c interazione terreno strutture
- 1d muro controterra

TAV.1 *COROGRAFIA scala 1:10 000*

TAV.2 *COROGRAFIA foto satellitare*

TAV.4 *PLANIMETRIA scala 1:500*

N. 2 *RISULTANZE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SUPER-PESANTI (Dpsh)*

N.1 *STRATIGRAFIA reperita*

TAV.5 *SEZIONE GEOLOGICA scala 1:200*

TAV.6 *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 *ECOMEGA srl* finalizzata alla costruzione di un opificio da realizzare all'interno dell'area *PIP San Filippo*, via *Dell'Informatica*, nel comune di Porto Sant'Elpidio (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, 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. In particolare, 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.

La ricostruzione litologica di dettaglio e la parametrizzazione geotecnica dei litotipi presenti nella porzione di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalle opere previste dal progetto (volume significativo), ci si è avvalsi dei dati scaturiti dall'esecuzione, in data 07 Luglio 2021, di n°2 prove penetrometriche dinamiche super-pesanti (Dpsh), effettuate con strumento tipo "Pagani TG 63-100 EML.C", i cui risultati, opportunamente interpretati e correlati con le informazioni raccolte nel corso di numerose altre indagini eseguite su lotti limitrofi dallo scrivente (*Lattanzi, 1997; Frine, 1997, Chioini 1997, Shoes & Company 1998, Benedetto 2000, Berdini, 2000, "G.P.S." Italia, 1995, Tipografia Franchellucci 1998, Cattolica 2008, ecc....*) ed in particolare il *piano di fattibilità geologica e geotecnica dell'intera area PIP* eseguito per l'Amministrazione Comunale e le *indagini geologiche e geotecniche eseguite nella proprietà a confine Benzi Pellami e di quella adiacente "Rossi-Renzi"* di cui si allega una stratigrafia ritenuta significativa. Studi questi che hanno fornito sufficienti dati per la caratterizzazione geologica e geomeccanica dei litotipi presenti.

La caratterizzazione sismica del sito è stata realizzata attraverso un'indagine geofisica mediante tecnica dei rapporti spettrali o HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*), eseguendo nella proprietà in esame, n.3 acquisizioni di sismica passiva mediante un tromografo digitale di tipo "Tromino Zero" all'interno del lotto in oggetto, denominate Tr, 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°2 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 alle salvaguardia e conservazione dei manufatti esistenti e di progetto.*

1.2 CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE

Il comune di Porto Sant'Elpidio, ubicato nella estrema porzione nord-orientale della provincia di Fermo, risulta compreso nella ortofotocarta della Regione Marche 1:10.000 n° 304130 del Foglio 304 Civitanova Marche (*vedi Corografia Tav.1*). In particolare l'area in esame (*vedi Corografia Tav.1*) è situata nella porzione meridionale del territorio comunale di Porto Sant'Elpidio, in località San Filippo, nella zona immediatamente ad Ovest dell'asse autostradale dell'A14.

La zona industriale "*San Filippo*" si estende in parte (porzione Nord) al di sopra della superficie sommitale di un antico terrazzo alluvionale del fiume

Tenna (*II ordine*) , in parte (porzione centrale) in corrispondenza della zona di raccordo tra due distinte unità terrazzate fluviali, nonché (porzione meridionale) all'interno della sottostante superficie rappresentante anch'essa un vecchio terrazzo alluvionale del Fiume Tenna (*III-IV ordine*) depositi verosimilmente nel corso del Pleistocene Superiore. In particolare il comparto all'interno del quale ricade il lotto oggetto di studio (sottozona 3) si estende al di sopra della zona di raccordo tra il terrazzo alluvionale del II ordine, ubicato a monte, ed il terrazzo alluvionale più recente sottostante. Nel suo insieme l'area presenta una morfologia debolmente digradante verso Sud-Est, morfologia che in parte è stata modificata a seguito della realizzazione delle recenti opere di urbanizzazione. Nel dettaglio il lotto al di sopra del quale è in progetto la costruzione dell'opificio, risulta ubicato ad una quota topografica media compresa tra 49 e 52 mt. s.l.m., esso viene delimitato ad Ovest dalla sede della nuova strada di lottizzazione (via *dell'Informatica*), mentre nelle rimanenti direzioni confina con lotti di altre proprietà. Esso presenta una morfologia pianeggiante di chiara genesi antropica e derivante da un livellamento del terreno eseguito presumibilmente in occasione dei lavori di urbanizzazione dell'area in questione. Spianata che risulta delimitata, verso est da un greppo, alto circa 2.5-3.0 mt. che raccorda il lotto in questione con la testa del muro di sostegno, alto anch'esso circa 3.0 mt. della proprietà a confine. Oltre tale terrazzamento il profilo topografico riassume il suo andamento naturale e leggermente digradante (3-4°) in direzione SE fino a raccordarsi con la piana alluvionale sottostante posta a quota 30 mt. circa s.l.m. Pertanto dal punto di vista topografico il lotto in oggetto così come l'intera area circostante possono essere classificati secondo il *D.M. 11 Gennaio 2008*, come **Categoria T1** (*superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con inclinazione media < 15°*).

Infine per ciò che riguarda la stabilità gravitativa d'insieme dell'area, si può affermare che non si sono riscontrate, né lungo il versante a monte dell'area in esame, né ovviamente nella zona pianeggiante di valle, forme morfologiche da ascrivere all'azione gravitativa attiva, così come non si sono notate lesioni attribuibili a fenomeni di mass-wasting, sui fabbricati e/o sui manufatti antropici della zona, per cui l'area può essere ritenuta **morfologicamente stabile ed esente da rischi di alluvionamento**, vista l'assenza di corsi d'acqua significativi nella zona di influenza del lotto di studio. 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, come la

zona in esame non risulta attualmente compresa tra le aree a rischio di frana e di esondazione (vedi stralcio Tavola RI 54c PAI di seguito esposta).



REGIONE MARCHE

Autorità di Bacino Regionale

Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI)

CARTA DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO Aggiornata al 2016

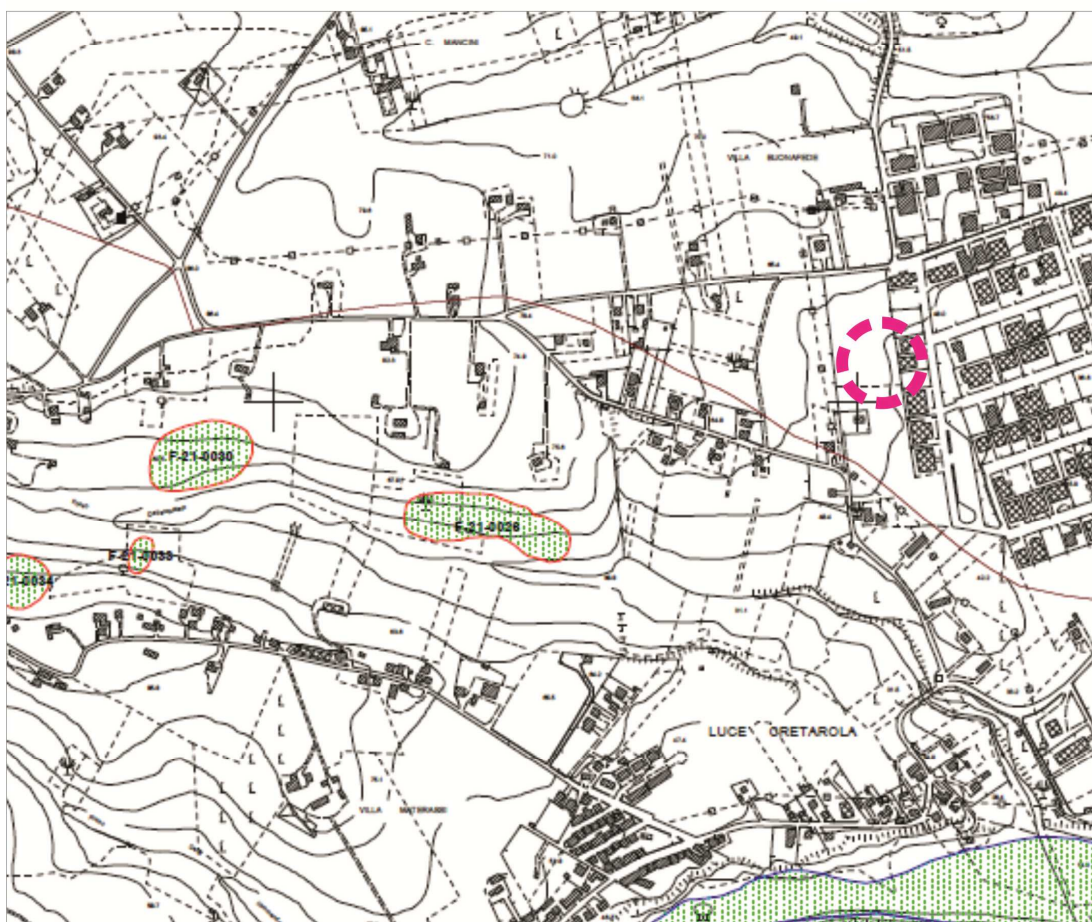


Tavola RI 54c

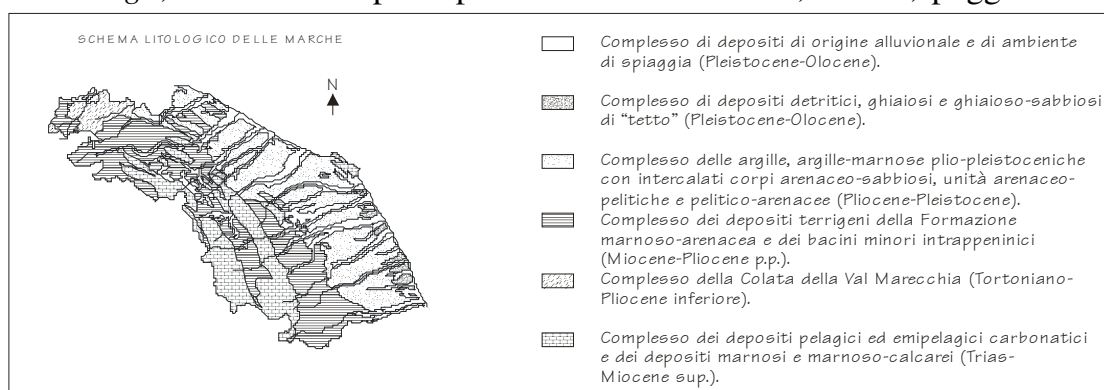
SCALA 1:10.000

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.

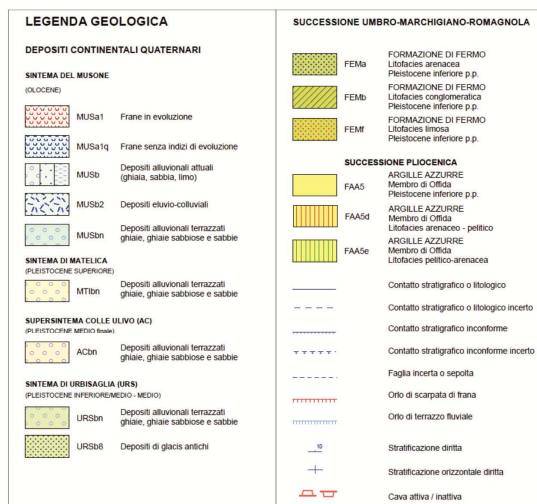
1.3 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE

Nella regione marchigiana è presente al di sopra di in basamento ercinico una successione sedimentaria e marina pressochè 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. L'esecuzione delle prove penetrometriche dinamiche superpesanti (Dpsh) effettuate ed ubicate come da Planimetria di Tav.2-3, unitamente a studi effettuati nell'area, hanno evidenziato la presenza di un deposito argilloso-sabbioso di discreto spessore di **genesi detritico-colluviale** derivante da processi di alterazione avvenuti in ambiente subaereo, al di sotto dei quali sono posti dei sedimenti ghiaioso-sabbiosi di **origine colluviale** e quindi **alluvionale** di età pleistocenica, generati durante le fasi deposizionali del fiume Tenna. Alla base dei termini continentali suddetti, non raggiunti nel corso delle prove in situ, si riscontrano i sedimenti pelitici di ambiente batiale, ascrivibili alla **successione marina** plio-pleistocenica.

An aerial photograph of a city street grid. A red dashed circle is drawn over a central intersection area, highlighting a specific location. The map shows various buildings, streets, and landmarks, with a blue line indicating a river or canal on the right side.



a) LIMO ARGILLOSO SABBIOSO *concrez.*: litotipo dalla colorazione avana-nocciola costituito prevalentemente da sedimenti limosi, subordinatamente argillosi, inglobanti piccoli grumi sabbiosi di colore rossiccio, unitamente a noduli organici nerastri. Materiale talora essiccato e leggermente consolidato (pseudo-consolidazione per essiccazione), rinvenuto in condizioni pressoché asciutte, all'interno del quale, ad altezze stratigrafiche diverse, sono presenti

degli orizzonti fortemente concrezionati, livelli rinvenibili soprattutto nella porzione più superficiale. Nel complesso il sedimento presenta una bassa plasticità e compressibilità. Discrete quindi nel complesso le qualità geomeccaniche del terreno, anche se 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) GHIAIA LIMOSA: litotipo costituito da ciottoli arrotondati talora di dimensioni anche discrete di natura prevalentemente calcarea inglobante una abbondante matrice da limoso-sabbiosa dalla colorazione rossiccio-nocciola. Materiale da mediamente a fortemente addensato caratterizzato da un contatto intergranulare non sempre continuo. Buone nel complesso le qualità geomeccaniche del deposito rinvenuto a più quote nel corso della campagna geognostica eseguita (*vedi risultanze prove in situ allegate in appendice*) e pertanto distribuito nel sottosuolo in corpi di forma lenticolare, presumibilmente di limitata estensione areale, intercalati all'interno dei limi.

La ricostruzione litostratigrafica, fra i vari litotipi riscontrati nel corso dell'esecuzione delle prove in situ è stata schematicamente riportata nella sezione geologica allegata in appendice.

1.4 CARATTERISTICHE IDROGEOLOGICHE

Nel corso dell'esecuzione delle prove in situ non si sono rilevate manifestazioni idriche di alcun genere, ma da studi effettuati in precedenza nel corso di quasi tutte le terebrazioni effettuate sono state individuate delle modeste manifestazioni idriche, in corrispondenza del passaggio litologico alluvioni-substrato di genesi marina (*argille Plio-pleistoceniche*). La natura dei terreni che costituiscono la locale successione lito-stratigrafica, la tessitura e quindi la permeabilità degli stessi, unitamente all'entità delle manifestazioni idriche, fanno ritenere che si tratti, non di una vera e propria falda freatica bensì di piccoli acquiferi e/o zone di saturazione di scarsa potenza e verosimilmente di limitata estensione areale, confinati principalmente all'interno degli orizzonti e/o sacche sabbiose intercalati nella coltre limoso-

argillosa e nel modesto orizzonte di ghiaie alluvionali-colluviali. La circolazione idrica sotterranea risulta quindi estremamente complessa in quanto legata alle variazioni spaziali delle litofacies e dall'andamento plano-altimetrico dei livelli e/o sacche ghiaiose più permeabili in cui risultano intestate le zone di saturazione.

Viste le caratteristiche del locale quadro idrogeologico, la produttività dei singoli livelli saturi viene regolata esclusivamente dalle acque meteoriche. I livelli piezometrici pertanto dipenderanno strettamente dal regime pluviometrico stagionale, risultando di conseguenza essere massimi nel periodo compreso tra Gennaio e Marzo e minimo tra Agosto ed Ottobre, mentre vista la permeabilità dei terreni, comunque, legata soprattutto alla presenza di livelli ghiaiosi, si possono prevedere delle scarse trasmissività e una produttività degli eventuali acquiferi estremamente modesta, talora trascurabile ed a carattere prettamente stagionale.

1.5 CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE

Le caratteristiche geotecniche dei terreni riscontrati mediante le prove penetrometriche statiche continue (Cpt) effettuate sono state ottenute dalla elaborazione e correlazione dei dati sperimentali secondo le interpretazioni di Sanglerat, Terzaghi, D'Appollonia ed altri recenti autori. Gli stessi, quindi, unitamente ad altri ricavati da prove geotecniche di laboratorio eseguite su litotipi simili prelevati nelle vicinanze del sito di indagine, nel corso di indagini eseguite in precedenza dallo scrivente, possono essere così riassunti:

Parametri	Unità di Misura	litotipo"a"	litotipo"b"
		Limo argilloso sabbioso	GHIAIA Limosa
γ	(g/cmc)	1.95	1.90
γ_k	(g/cmc)	1.95	1.90
C_u	(Kg/cmq)	0.7-2.2	-
C_{u_k}	(Kg/cmq)	1.0	-
C'	(Kg/cmq)	0.0-0.1	-
C'_k	(Kg/cmq)	0.04	-
ϕ'	(gradi)	22-26°	30-34°
ϕ'_k	(gradi)	23°	31°
Ed	(Kg/cmq)	50-180	-
Es	(Kg/cmq)	-	150-350
ν		0.35	0.25
α		0.3	-
$S_{med.ult.}$	(Kg/cmq)		0.25
Kh (60)	(Kg/cm)	0.6-2.4	1.8-4.6

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;
 Ed = modulo edometrico;
 Es = modulo di elasticità;
 ν = coefficiente di Poisson;
 α = coefficiente di adesione palo-terreno (terreni coerenti);
 $S_{med.ult.}$ = coefficiente di adesione palo-terreno (terreni sciolti);
 Kh = coeff. di rigidità laterale del terreno calcolato per un palo di $\phi=60$ cm
 $\gamma'_k, C_{u_k}, C'_k, \phi'_k$ = 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%

1.6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO (*Norme Tecniche per le Costruzioni*, D.M. 17/01/2018)

Coordinate WGS84 lotto: Latitudine 43.238231°N, Longitudine 13.744214°E ED50 lotto: Latitudine 43.239180°N, Longitudine 13.745131°E
--

Nel caso specifico, 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 $V_{s_{\text{equ}}}$ pari a **314 m/sec**, pertanto alla luce dei risultati della sismica effettuata, nel caso il progettista volesse adottare la procedura semplificata per il dimensionamento sismico dell'opificio in progetto, 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 "C"**", ovvero *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*

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 del fabbricato 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 7.0 e 10.0 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'input su bedrock di riferimento. Sarà poi cura del progettista, al fine di evitare pericolosi fenomeni di doppia risonanza in caso di sisma, progettare delle strutture con 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.

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 43.238231°N e Longitudine 13.744214°E, 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	0.048	0.061	0.182	0.236
F_0	2.402	2.532	2.468	2.519
T_c^*	0.281	0.282	0.301	0.316

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
Ss	1.50	1.50	1.43	1.34
Cc	1.60	1.59	1.56	1.54
St	1.00	1.00	1.00	1.00
Kh	0.014	0.018	0.062	0.089
Kv	0.007	0.009	0.031	0.044

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	0.048	0.061	0.182	0.236
S_s	1.50	1.50	1.43	1.34
S_t	1.00	1.00	1.00	1.00
a_{\max}	0.072	0.0915	0.26026	0.31624

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

I terreni di sedime dell'area progetto devono essere stabili 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 $q_{c1N} > 180$ 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 $U_c > 3.5$.

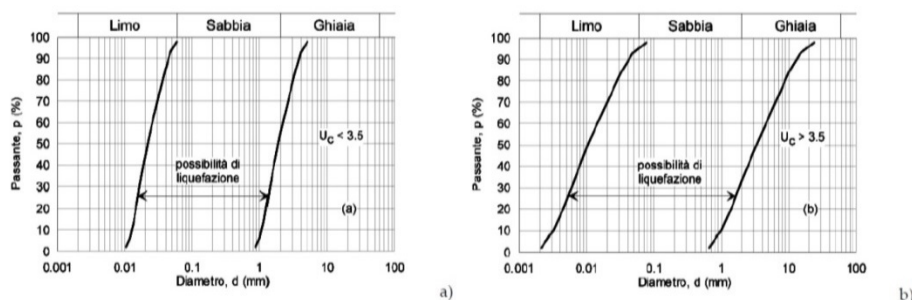


Fig. 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

Nel caso specifico, considerando che il sito di studio ricade all'interno di un'area considerata stabile dallo studio di Microzonazione sismica di I livello del comune di Porto Sant'Elpidio e quindi non soggetta a rischio di liquefazione ed inoltre essendo caratterizzato dalla presenza di terreni per lo più coesivi talora ghiaiosi e pertanto caratterizzati da un fuso granulometrico non attenzionato dalla normativa, infine facendo riferimento alle considerazioni precedentemente esposte circa l'assenza di una falda acquifera propriamente detta, si tralascia la verifica alla liquefazione in quanto rispondente a quanto definito dal *prf* 7.11.3.4.2 del DM 17/01/2018, ai punti, 2, 3 e 4. In conclusione per i terreni di sedime dell'opificio in progetto si possono escludere rischi di liquefazione in caso di sisma.

Porto Sant'Elpidio, 13 Luglio 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'intervento, quando si conosceranno le tipologie strutturali ed i carichi effettivi trasmessi dall'opificio in progetto al terreno.

Il progetto in esame prevede la realizzazione di un nuovo opificio monopiano della superficie in pianta di circa 820 mq, provvisto di un soppalco interno parziale (superficie totale 110 mq circa) da dedicare ad uffici. Il nuovo stabile sarà costituito da una struttura c.a. prefabbricato, tamponato sempre con pannelli in c.a. prefabbricati. Pertanto per il nuovo stabile in progetto, dal punto di vista geotecnico, dovranno essere scelte e dimensionate le fondazioni da porre a sostegno dello stesso.

1.a Fondazioni

La scelta della tipologia di fondazione più opportuna da adottare scaturisce innanzi tutto 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, la morfologia sub-pianeggiante dell'area, la sufficiente capacità portante dei terreni presenti e l'assenza della falda idrica nella porzione più superficiale di terreno, unitamente ai non elevati carichi trasmessi dall'opificio monopiano in progetto al sottosuolo, fanno ritenere consigliabile adottare, a sostegno del nuovo fabbricato delle **fondazioni superficiali su Plinti**, impostati necessariamente all'interno dei terreni autoctoni costituiti dal Limo Argilloso sabbioso concrezionato (*litotipo "a"*) riscontrabile subito al di sotto del superficiale orizzonte di terreno vegetale e talora di riporto (estremo lato orientale del lotto).

Per il dimensionamento della nuova fondazione, sulla base dell'**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:

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

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.

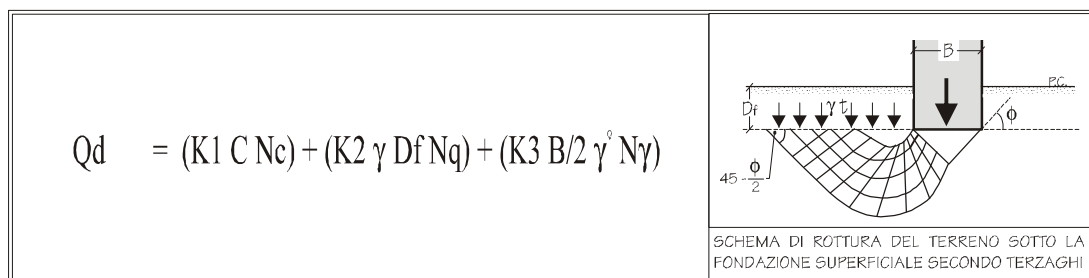
Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficient e parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente angolo resistenza a taglio	$\tan\phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	Cu_k	γ_{Cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0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



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
Rettangolare	B*A	1+0.2(B/A)	1	1-0.2(B/A)

Quindi nell'ipotesi di una fondazione diretta su plinti alti almeno 2.00 mt dal piano 0.00 previsto dal progetto (altezza tecnica delle strutture, magrone+plinto+bicchiera+massetto), nelle condizioni geotecniche "general shear", si ottiene dalla relazione di Terzaghi precedentemente esposta, adottando i parametri geotecnici caratteristici del litotipo "a", limo argilloso sabbioso concrez., di $\phi=0^\circ$, $C_u=10$ t/mq (per cui $N_q=1.00$ ed $N_c=5.14$ - Vesic 1975-), in assenza di falda idrica, 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

Approccio 2 - Combinazione 1 - A1+M1+R3	
	Rd
	2.85 Kg/cm ²

Ulteriori approfondimenti del piano fondale, in questo caso, non possono che giovare alla stabilità del manufatto in quanto i terreni limoso-argillosi

concrezionati sarebbero meno soggetti a variazioni volumetriche stagionali dovute al cambio di contenuto naturale d'acqua degli stessi.

Vista la morfologia originaria dell'area leggermente digradante verso Sud-Est, e la presenza della scarpata nella zona prossima al limite orientale dell'opificio da realizzare, risulterà necessario, dove il normale scavo ($h=2.0-2.20$ altezza tecnica delle strutture *magrone+plinto+bicchiera +massetto*) dei plinti non verrà ad intercettare il litotipo "a", ma il terreno vegetale e/o di riporto; interporre tra la base della fondazione ed il tetto del *Limo argilloso sabbioso concrez.*, del magrone cementizio, in modo tale da avere il medesimo sub-strato geologico per tutta la fondazione in progetto.

Si omettono, in questo caso, le verifiche nei confronti degli stati limite idraulici (sollevamento e sifonamento) in quanto nel corso dell'indagine in situ è stata rilevata la presenza di una falda acquifera ad una profondità tale (4.0 mt. circa vedi prf 1.4) da non poter interagire in alcun modo con la fondazione superficiale in progetto, pertanto possono essere chiaramente escluse problematiche relative a sifonamento e/o sollevamento idrostatico.

1.b Valutazione dei cedimenti

In questo caso si è eseguito il calcolo dei cedimenti in corrispondenza delle 2 prove penetrometriche dinamiche super-pesanti (Dpsh) eseguite in situ, applicando la formula del consolidamento monodirezionale, considerando come carico di esercizio R_d , quello precedentemente determinato ed ipotizzando tre diverse dimensioni probabili dei plinti, 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.

PLINTO

Approccio 2 - Combinazione 1 - A1+M1+R3			
dimensione	carico di	cedimento valutato in cm.	
plinto	esercizio	Dpsh1	Dpsh2
1.5x1.5 mt	2.85 kg/cm ^q	3.20	2.90
2.0x2.0 mt	2.85 kg/cm ^q	4.69	4.10
2.5x2.5 mt	2.85 kg/cm ^q	5.94	5.57

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 dei plinti di fondazione 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*).

Quindi, se pur con valori di cedimento assoluto di media entità, considerando il cedimento differenziale massimo pari a 3.04 cm (*ipotesi cautelativa di plinto da 150x150 in Dpsh2 e plinto da 2.5x2.5 in Dpsh1*) si ottiene un conseguente valore di distorsione angolare pari a 7.5×10^{-4} . Condizioni e tolleranze queste di sufficiente sicurezza per strutture monopiano prefabbricate, che comunque dovranno essere necessariamente valutate dal progettista strutturale, alla luce degli specifici requisiti prestazionali della struttura in progetto e delle eventuali infrastrutture da realizzare all'interno della stessa. A titolo di esempio si riporta la normativa USA (*non esistono indicazioni specifiche nelle NTC18*), la quale, per fabbricati di uno o due piani con struttura a telaio in c.a., impone di non superare valori di distorsione angolare superiori a $2-3 \times 10^{-3}$.

Nella valutazione dei risultati ottenuti, va tenuto conto, inoltre ed a favore della sicurezza, che il calcolo dei cedimenti è stato condotto, non conoscendo le specifiche del calcolo strutturale, ed utilizzando quindi un carico di esercizio pari a quello massimo scaturito dall'approccio 2 condizione 1 (2.85 kg/cm^q), mentre in realtà il carico effettivo che genererà i cedimenti di consolidazione delle strutture negli anni, sarà quello relativo alle sole aliquote di carico relative ai pesi propri delle strutture e dei carichi di esercizio continuativi, quindi al netto dei carichi immediati di tipo accidentale, quali, neve, sismici ecc.. In tutti i casi nell'ipotesi tali cedimenti non dovessero risultare accettabili dalla struttura in progetto, si dovranno necessariamente

aumentare i coefficienti di sicurezza, diminuendo di conseguenza i carichi di progetto imposti alle fondazioni.

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, adottando i cedimenti calcolati in corrispondenza della verticale Dpsh1 in cui si registrano i cedimenti più elevati, si ottiene:

PLINTI 1.50 x 1.50 mt.	$K_v = 0.89 \text{ Kg/cm}$
PLINTI 2.00 x 2.00 mt.	$K_v = 0.61 \text{ Kg/cm}$
PLINTI 2.50 x 2.50 mt.	$K_v = 0.48 \text{ Kg/cm}$

Anche in questo caso, tenendo conto di quanto esposto in precedenza, i valori di K_v devono essere parimenti intesi come cautelativi, in quanto derivanti da una probabile sovrastima dei cedimenti da consolidazione. Ovviamente in fase attuativa, volendo essere più precisi, una volta a conoscenza degli effettivi carichi trasmessi in maniera continuativa al terreno, andrebbero rivalutati i cedimenti e di conseguenza ridefiniti i coeff. di Winkler.

1.d Muro di sostegno lato Est

Il progetto in esame prevede la realizzazione di un muro di sostegno in corrispondenza di tutto il confine orientale della proprietà in questione. La realizzazione del muro risulta necessaria al fine di poter sostenere il rinterro di circa 2.0-2.5 mt. di altezza che dovrà essere necessariamente deposto nella zona in questione per poter sistemare il terreno sui piani previsti dal progetto.

Nel caso specifico, al fine di non creare delle sollecitazioni sui muri controterra di altra proprietà presenti oltre il confine di proprietà, si ritiene necessario trasferire i carichi in profondità impostando il muro di sostegno in progetto su una **fondazione profonda costituita da pali trivellati**. I pali dovranno essere ben armati per tutta la lunghezza e fortemente collegati in

testa fra loro, mentre la lunghezza, diametro ed interasse dei pali dovranno essere scelti in funzione delle sollecitazioni trasmesse dall'insieme terreno-struttura ai pali stessi.

Nel caso si voglia realizzare una fondazione con pali allineati lungo l'andamento esatto del muro, (pali caricati in testa quasi esclusivamente da spinte a componente orizzontale), per il dimensionamento degli stessi si dovrà fare riferimento ai parametri geotecnici di lungo termine (verifica più onerosa) dei terreni intercettati dalla struttura di fondazione, tabulati a pag.10, secondo le geometrie della prova penetrometrica Dpsh1 allegata in appendice.

Per ciò che concerne il calcolo delle spinte a tergo del muro di sostegno da realizzare, si fa presente che le pressioni esercitate dal terreno sull'opera di sostegno saranno in funzione della natura litologica e granulometria dei sedimenti del terrapieno che verrà utilizzato, nonché del loro grado di compattazione, unitamente ai carichi trasmessi dalla sovrastante area carrabile.

Si consiglia di interporre subito a tergo del muro uno strato spesso almeno 40-50 cm. composto da materiale ghiaioso e di effettuare degli opportuni drenaggi lungo la superficie del manufatto, questo per far sì che le spinte di calcolo siano quelle realmente agenti sulla superficie dell'opera di sostegno. Inoltre, onde garantire la stabilità dell'opera in progetto negli anni, si dovranno evitare per tutta l'area a monte della stessa, le infiltrazioni delle acque reflue, di gronda, di drenaggio ecc.. Si ritiene necessario, altresì, provvedere anche alla regimazione delle acque meteoriche di dilavamento superficiale provenienti dalla zona a monte dell'area in oggetto.

Il coefficiente di rigidezza laterale del terreno (K_h) per un palo sottoposto ad azioni trasversali rispetto al suo asse, nell'ipotesi di comportamento alla "Winkler", è valutabile secondo la seguente relazione di Chiarugi e Maia:

$$K_h = \frac{E}{D(1 - \nu^2)} \left(\frac{E D^4}{E_b J_b} \right)^{1/12}$$

K_h = coefficiente di rigidezza laterale del terreno;

E = modulo edometrico o di elasticità del terreno;

ν = coefficiente di Poisson;

D = diametro del palo considerato;

E_b = modulo elastico del calcestruzzo utilizzato nella confezione del palo;

J_b = momento di inerzia.

Alcuni valori di K_h relativi ai terreni in questione sono stati calcolati prendendo in considerazione pali del diametro di 60 cm, tali valori sono stati tabulati a pag.10 (si è utilizzato un E_b pari a 285.000).

Nelle verifiche degli stati limite ultimi dei pali soggetti a carichi trasversali dovranno essere applicati i coefficienti parziali γ_T specificati nella successiva Tab.6.4.VI:

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T=1.0$	$\gamma_T=1.6$	$\gamma_T=1.3$

La resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento.

Mentre per quanto riguarda gli stati limite di esercizio (SLE) dovranno essere calcolati i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione 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.

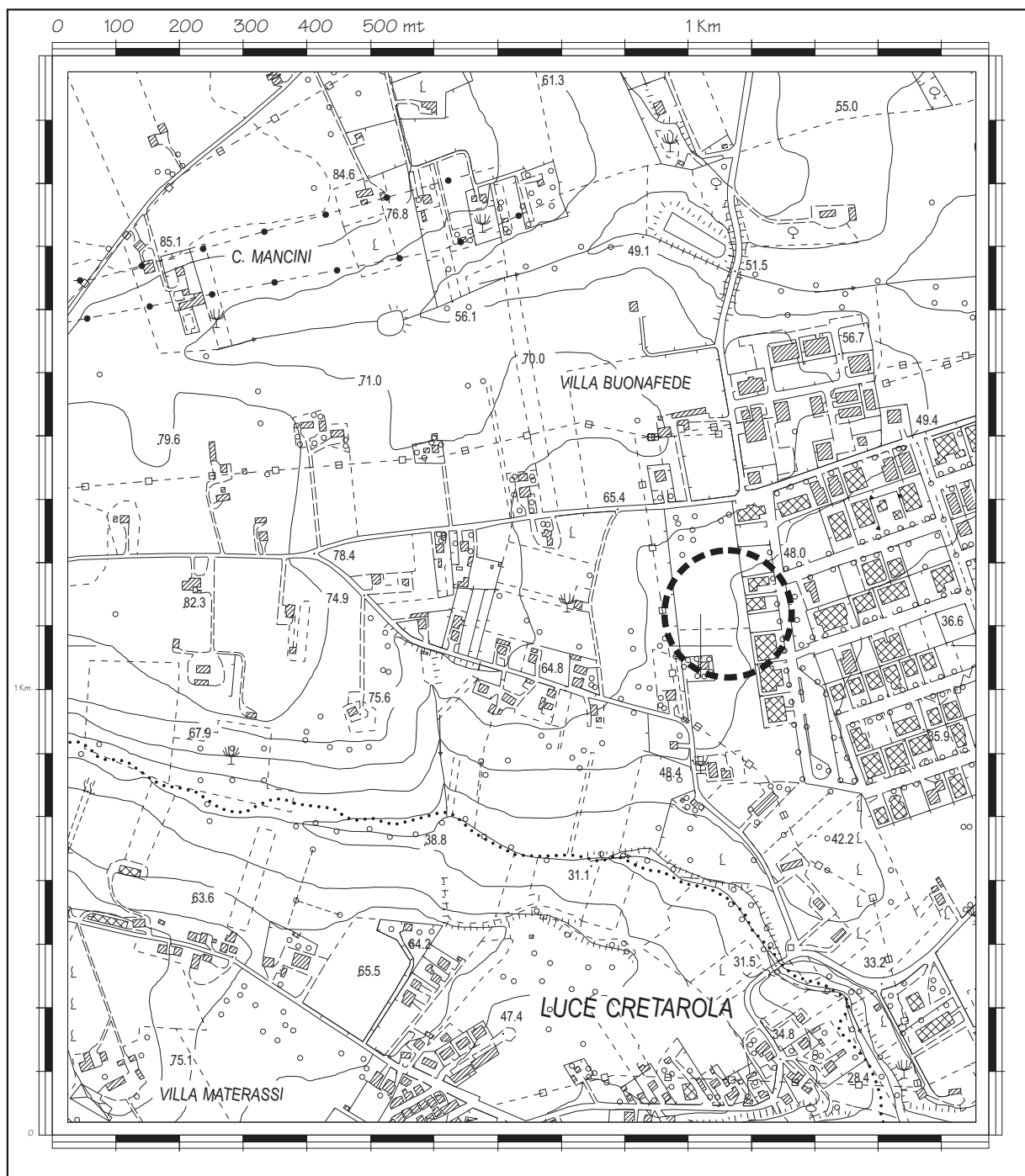
Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimo. La geometria della fondazione (numero, lunghezza e diametro dei pali) deve essere stabilita nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo opportunamente conto degli effetti di interazione tra i pali e considerando i diversi meccanismi di mobilitazione della resistenza laterale rispetto alla resistenza alla base.

Infine risulta di fondamentale importanza evitare, nell'intorno dell'opificio da realizzare vista la natura prettamente pelitica dei terreni e la presenza di concrezioni carbonatiche all'interno degli stessi, qualsiasi tipo di variazione esterna "al contorno", come la dispersione idrica sconsiderata nel sottosuolo (linee idriche, pluviali o fogne danneggiate ecc....) o viceversa come la realizzazione estese pavimentazioni impermeabili e/o drenaggi i 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 in progetto.

COROGRAFIA



Scala 1:10.000

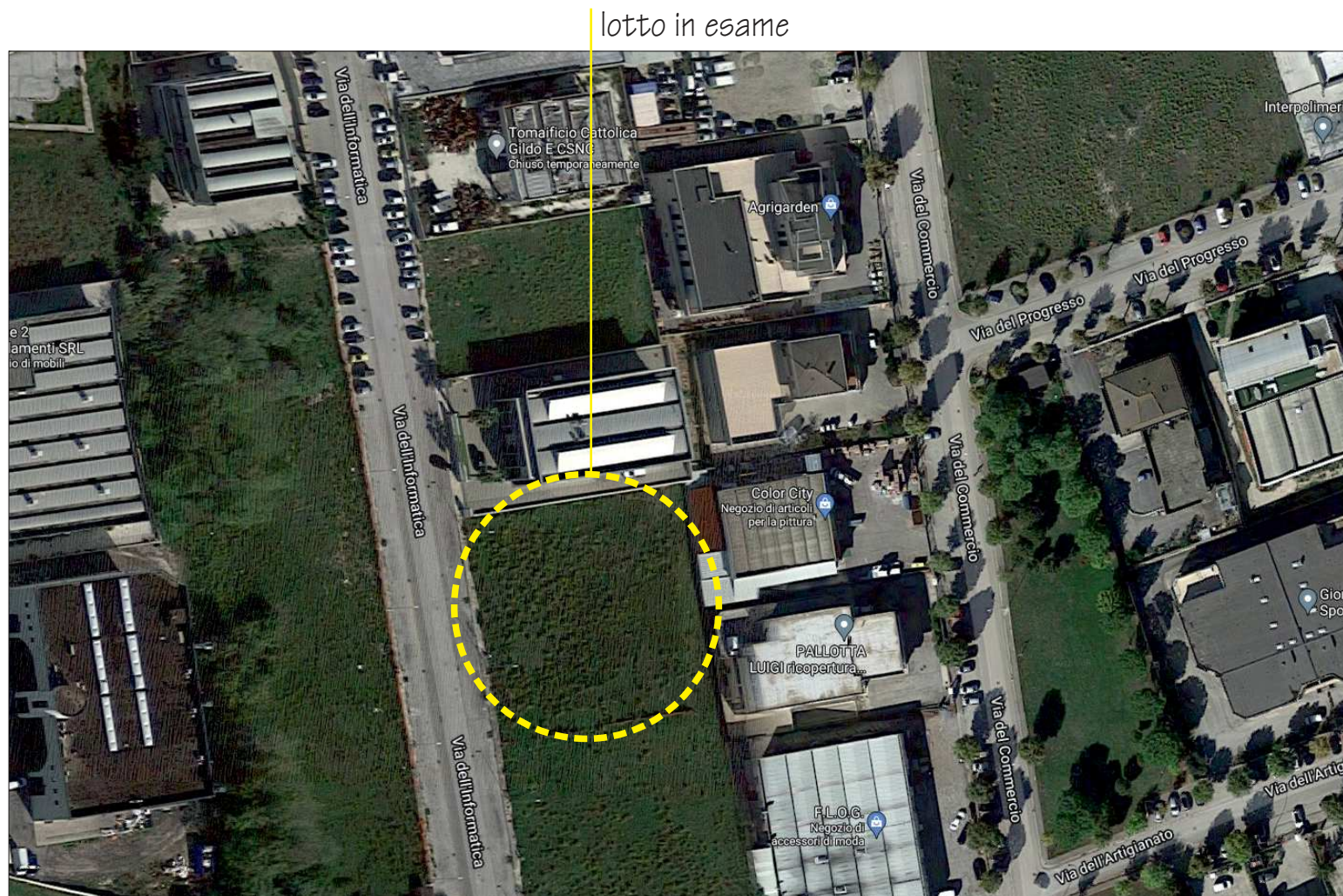


stralcio Carta Tecnica Regionale n.304130, comune di Porto Sant'Elpidio (FM)

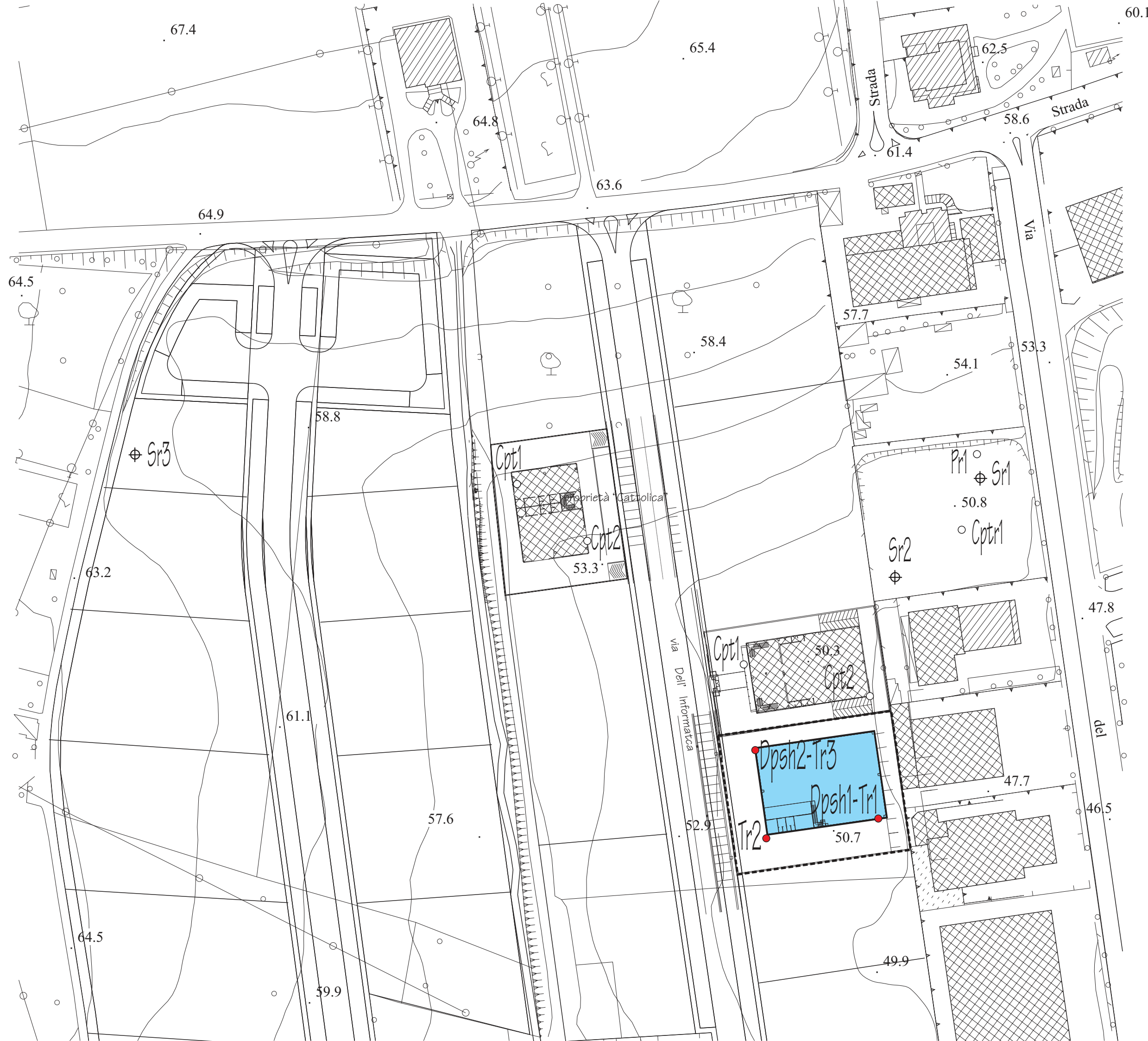


AREA DI INDAGINE

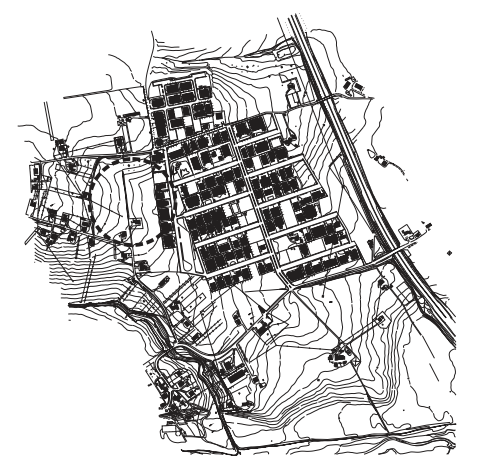
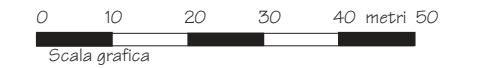
COROGRAFIA



stralcio foto satellitare comune di Porto Sant'Elpidio (FM), Via dell'Informatica



PLANIMETRIA
rapp. 1:1000









Legenda

	ingombro opificio da realizzare
	ingombro edifici esistenti
	ubicazione prove penetr. dinamiche super-pesanti
	ubicazione prove penetr. statiche reperite
	ubicazione indagini geofisiche HVSR (Tromino)
	ubicazione sondaggi e prove penetr. reperite

PLANIMETRIA
rapp. 1:200



LEGENDA

-  ingombro fabbricato artigianale da realizzare
-  ingombro edifici esistenti
-  ubicazione indagini geofisiche HVSR (Tromino)
-  ubicazione prove penetr. dinamiche super-pesanti
-  quote topografiche relative
-  traccia sezione geologica

via Dell' Informatica

Dpsh2-Tr3

0.00

Cpt2

scarpata h=2.50-3.00 mt

muro controterra h=3.00 mt

Dpsh1-Tr1

0.00

* 50.7

Tr2

0.00

52.9

*

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: ECOMEGA srl

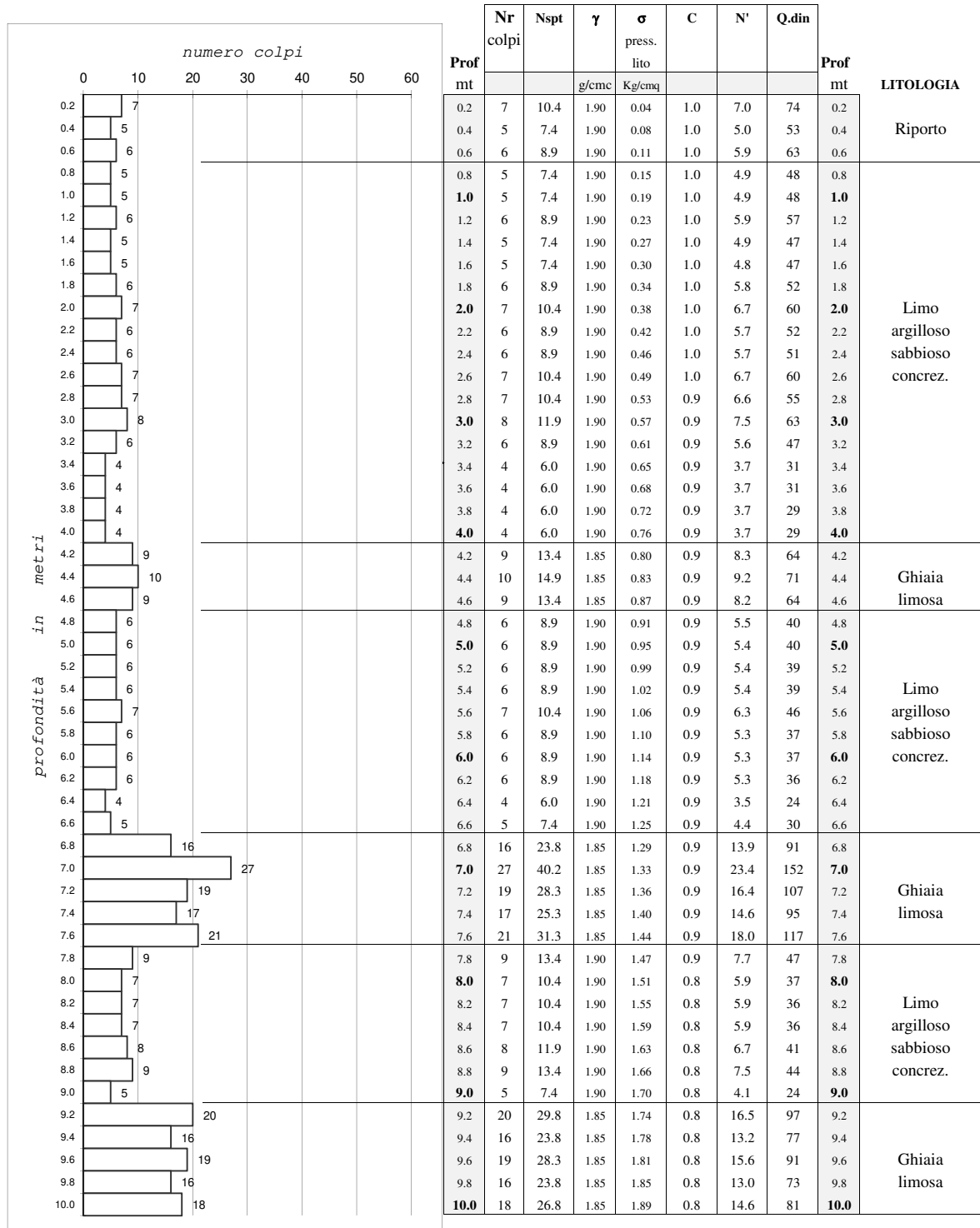
Località: Via dell'Informatica, PORTO SANTELPIDIO (FM)

Comune:

data: 07 Luglio 2021

Falda a 9.06 mt p.c.

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: ECOMEGA srl

Località: Via dell'Informatica, PORTO SANT'ELPIDIO (FM)

data: 07 Luglio 2021

Falda a 9.06 mt p.c.

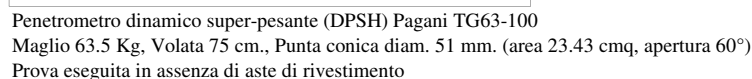
Falda a 9.06 mt p.c.						NATURA COESIVA			NATURA		GRANULARE		Prof	
						Cu	Ed		Dr	φ	Es	rischio liquefazione		
						coesione non drenata	modulo edometrico		%	angolo attrito	modulo elasticità			
	Prof	Nr colpi	Q.din	γ	σ press. lito			medie				medie		
LITOLOGIA	mt			g/cmc	Kg/cmq	Kg/cmq	kg/cmq		gradi		kg/cmq		mt	
Riporto	0.2	7	74	1.90	0.04		177						0.2	
	0.4	5	53	1.90	0.08		126						0.4	
	0.6	6	63	1.90	0.11		151						0.6	
Limo argilloso sabbioso concrez.	0.8	5	48	1.90	0.15	1.44	115	114					0.8	
	1.0	5	48	1.90	0.19	1.43	114							1.0
	1.2	6	57	1.90	0.23	1.71	137							1.2
	1.4	5	47	1.90	0.27	1.42	114							1.4
	1.6	5	47	1.90	0.30	1.41	113							1.6
	1.8	6	52	1.90	0.34	1.56	125							1.8
	2.0	7	60	1.90	0.38	1.81	145							2.0
	2.2	6	52	1.90	0.42	1.55	124							2.2
	2.4	6	51	1.90	0.46	1.54	123							2.4
	2.6	7	60	1.90	0.49	1.79	143							2.6
	2.8	7	55	1.90	0.53	1.66	133							2.8
	3.0	8	63	1.90	0.57	1.89	151							3.0
	3.2	6	47	1.90	0.61	1.41	113							3.2
	3.4	4	31	1.90	0.65	0.94	75							3.4
	3.6	4	31	1.90	0.68	0.93	75							3.6
	3.8	4	29	1.90	0.72	0.88	69							3.8
4.0	4	29	1.90	0.76	0.88	69						4.0		
Ghiaia limosa	4.2	9	64	1.85	0.80				60	30.0	155	160	4.2	
	4.4	10	71	1.85	0.83				62	30.4	171		4.4	
	4.6	9	64	1.85	0.87				58	29.9	154		4.6	
Limo argilloso sabbioso concrez.	4.8	6	40	1.90	0.91	1.19	96	88					4.8	
	5.0	6	40	1.90	0.95	1.19	95						5.0	
	5.2	6	39	1.90	0.99	1.18	95						5.2	
	5.4	6	39	1.90	1.02	1.18	94						5.4	
	5.6	7	46	1.90	1.06	1.37	110						5.6	
	5.8	6	37	1.90	1.10	1.10	88						5.8	
	6.0	6	37	1.90	1.14	1.10	88						6.0	
	6.2	6	36	1.90	1.18	1.09	87						6.2	
	6.4	4	24	1.90	1.21	0.80	58						6.4	
6.6	5	30	1.90	1.25	0.90	72					6.6			
Ghiaia limosa	6.8	16	91	1.85	1.29				67	31.5	217	269	6.8	
	7.0	27	152	1.85	1.33				>80	34.4	365		7.0	
	7.2	19	107	1.85	1.36				72	32.5	256		7.2	
	7.4	17	95	1.85	1.40				67	31.8	228		7.4	
	7.6	21	117	1.85	1.44				74	33.1	280		7.6	
Limo argilloso sabbioso concrez.	7.8	9	47	1.90	1.47	1.42	113	91					7.8	
	8.0	7	37	1.90	1.51	1.10	88						8.0	
	8.2	7	36	1.90	1.55	1.09	87						8.2	
	8.4	7	36	1.90	1.59	1.09	87						8.4	
	8.6	8	41	1.90	1.63	1.24	99						8.6	
	8.8	9	44	1.90	1.66	1.32	105						8.8	
	9.0	5	24	1.90	1.70	0.80	58						9.0	
Ghiaia limosa	9.2	20	97	1.85	1.74				66	31.9	232	201	9.2	
	9.4	16	77	1.85	1.78				59	30.7	185		9.4	
	9.6	19	91	1.85	1.81				63	31.6	218		9.6	
	9.8	16	73	1.85	1.85				58	30.5	174		9.8	
	10.0	18	81	1.85	1.89				61	31.0	195		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

Committente: ECOMEGA srl
Località: Via dell'Informatica, PORTO SANTELPIDIO (FM)
Comune:
data: 07 Luglio 2021
Falda a 9.06 mt p.c.
note:



PROVA DPSH 1

Committente: ECOMEGA srl

Località: Via dell'Informatica, PORTO SANT'ELPIDIO (FM)

data: 07 Luglio 2021

Falda a 9.06 mt p.c.

LITOLOGIA						NATURA COESIVA		NATURA GRANULARE				Prof
	Prof	Nr	Q.din	γ	σ	Cu	Ed	Dr	ϕ	Es	rischio liquefazione	
		colpi			press.	coesione	modulo	%	angolo	modulo		
	mt				lito	non drenata	edometrico		attrito	elasticità		
				g/cmc	Kg/cm ^q	Kg/cm ^q	kg/cm ^q		gradi	kg/cm ^q		mt
Ghiaia	10.2	17	76	1.85	1.92			58	30.7	183	.	10.2
limosa	10.4											10.4
	10.6											10.6
	10.8											10.8
	11.0											11.0
	11.2											11.2
	11.4											11.4
	11.6											11.6
	11.8											11.8
	12.0											12.0
	12.2											12.2
	12.4											12.4
	12.6											12.6
	12.8											12.8
	13.0											13.0
	13.2											13.2
	13.4											13.4
	13.6											13.6
	13.8											13.8
	14.0											14.0
	14.2											14.2
	14.4											14.4
	14.6											14.6
	14.8											14.8
	15.0											15.0
	15.2											15.2
	15.4											15.4
	15.6											15.6
	15.8											15.8
	16.0											16.0
	16.2											16.2
	16.4											16.4
	16.6											16.6
	16.8											16.8
	17.0											17.0
	17.2											17.2
	17.4											17.4
	17.6											17.6
	17.7											17.7
	18.0											18.0
	18.2											18.2
	18.4											18.4
	18.6											18.6
	18.8											18.8
	19.0											19.0
	19.2											19.2
	19.4											19.4
	19.6											19.6
	19.8											19.8
	20.0											20.0

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 2

Committente: ECOMEGA srl

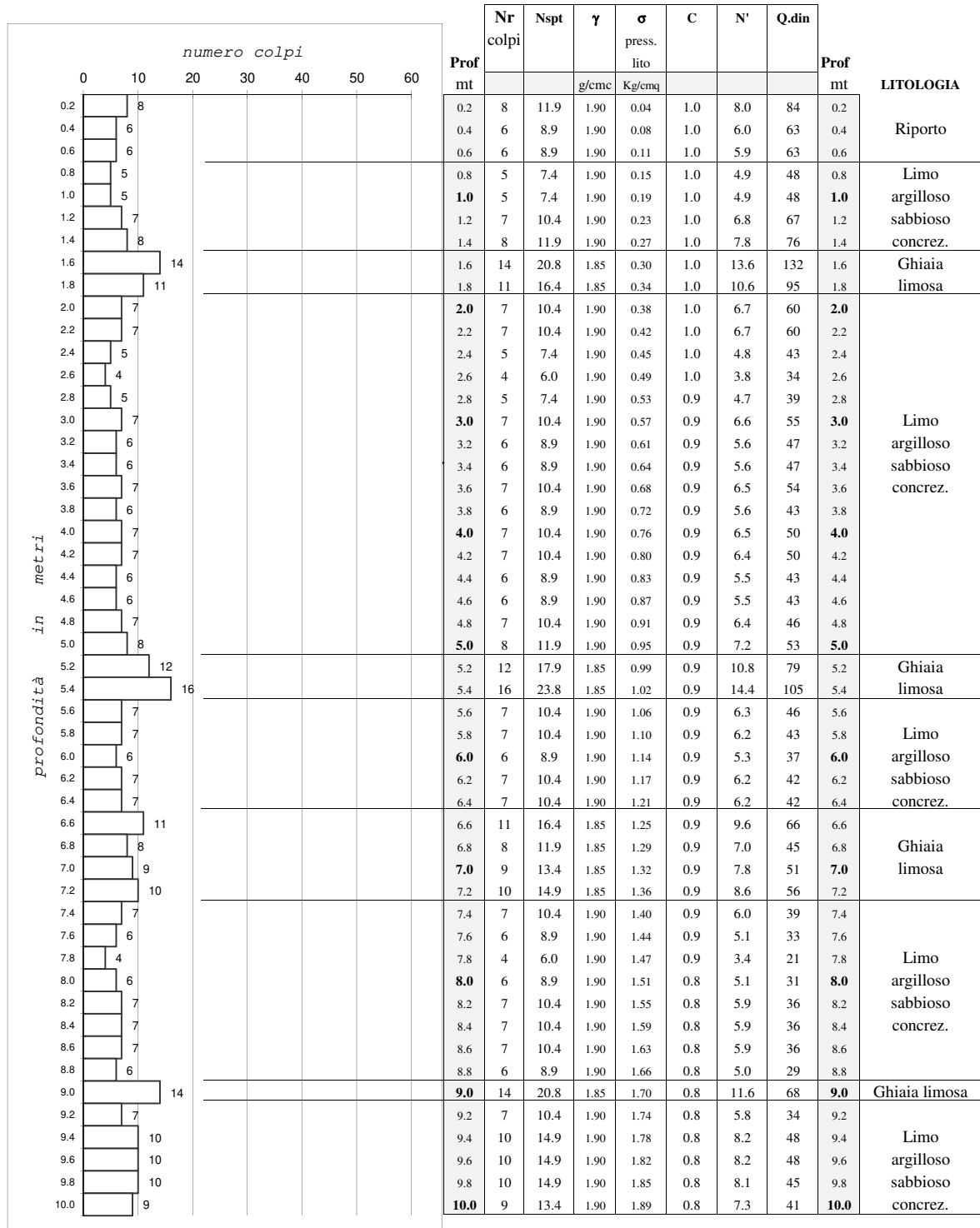
Località: Via dell'Informatica, PORTO SANTELPIDIO (FM)

Comune:

data: 07 Luglio 2021

Falda a 9.06 mt p.c.

note:



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

Maglio 63.5 Kg, Volata 75 cm., Punta conica diam. 51 mm. (area 23.43 cm², apertura 60°)

Prova eseguita in assenza di aste di rivestimento

PROVA DPSH 2

Committente: ECOMEGA srl

Località: Via dell'Informatica, PORTO SANT'ELPIDIO (FM)

data: 07 Luglio 2021

Falda a 9.06 mt p.c.

Falda a 9.06 mt p.c.						NATURA COESIVA			NATURA				GRANULARE		Prof
						Cu	Ed		Dr	φ	Es		rischio liquefazione		
						coesione non drenata	modulo edometrico		%	angolo attrito	modulo elasticità				
	Prof	Nr colpi	Q.din	γ	σ press. lito										
LITOLOGIA	mt			g/cmc	Kg/cmq	Kg/cmq	kg/cmq		gradi		kg/cmq			mt	
Riporto	0.2	8	84	1.90	0.04		203							0.2	
	0.4	6	63	1.90	0.08		152							0.4	
	0.6	6	63	1.90	0.11		151							0.6	
Limo argilloso sabbioso concrez.	0.8	5	48	1.90	0.15	1.44	115	143						0.8	
	1.0	5	48	1.90	0.19	1.43	114							1.0	
	1.2	7	67	1.90	0.23	2.00	160							1.2	
	1.4	8	76	1.90	0.27	2.27	182							1.4	
Ghiaia limosa	1.6	14	132	1.85	0.30				>80	33.7	317			1.6	
	1.8	11	95	1.85	0.34				>80	31.8	229	273		1.8	
Limo argilloso sabbioso concrez.	2.0	7	60	1.90	0.38	1.81	145	115						2.0	
	2.2	7	60	1.90	0.42	1.81	145							2.2	
	2.4	5	43	1.90	0.45	1.29	103							2.4	
	2.6	4	34	1.90	0.49	1.02	82							2.6	
	2.8	5	39	1.90	0.53	1.18	95							2.8	
	3.0	7	55	1.90	0.57	1.65	132							3.0	
	3.2	6	47	1.90	0.61	1.41	113							3.2	
	3.4	6	47	1.90	0.64	1.40	112							3.4	
	3.6	7	54	1.90	0.68	1.63	131							3.6	
	3.8	6	43	1.90	0.72	1.30	104							3.8	
	4.0	7	50	1.90	0.76	1.51	121							4.0	
	4.2	7	50	1.90	0.80	1.51	120							4.2	
	4.4	6	43	1.90	0.83	1.28	103							4.4	
	4.6	6	43	1.90	0.87	1.28	102							4.6	
	4.8	7	46	1.90	0.91	1.39	112							4.8	
5.0	8	53	1.90	0.95	1.59	127						5.0			
Ghiaia limosa	5.2	12	79	1.85	0.99				65	30.8	190			5.2	
	5.4	16	105	1.85	1.02				74	32.4	252	221		5.4	
Limo argilloso sabbioso concrez.	5.6	7	46	1.90	1.06	1.37	110	101						5.6	
	5.8	7	43	1.90	1.10	1.29	103							5.8	
	6.0	6	37	1.90	1.14	1.10	88							6.0	
	6.2	7	42	1.90	1.17	1.27	102							6.2	
	6.4	7	42	1.90	1.21	1.27	101						6.4		
Ghiaia limosa	6.6	11	66	1.85	1.25				57	30.1	159	131		6.6	
	6.8	8	45	1.85	1.29				48	28.8	109			6.8	
	7.0	9	51	1.85	1.32				50	29.1	122			7.0	
	7.2	10	56	1.85	1.36				52	29.5	135			7.2	
Limo argilloso sabbioso concrez.	7.4	7	39	1.90	1.40	1.17	94	79						7.4	
	7.6	6	33	1.90	1.44	1.00	80							7.6	
	7.8	4	21	1.90	1.47	0.74	50							7.8	
	8.0	6	31	1.90	1.51	0.94	75							8.0	
	8.2	7	36	1.90	1.55	1.09	87							8.2	
	8.4	7	36	1.90	1.59	1.09	87							8.4	
	8.6	7	36	1.90	1.63	1.08	87							8.6	
8.8	6	29	1.90	1.66	0.89	70						8.8			
Ghiaia limosa	9.0	14	68	1.85	1.70				56	30.2	163		9.0		
Limo argilloso sabbioso concrez.	9.2	7	34	1.90	1.74	1.01	81	104						9.2	
	9.4	10	48	1.90	1.78	1.44	115							9.4	
	9.6	10	48	1.90	1.82	1.44	115							9.6	
	9.8	10	45	1.90	1.85	1.36	109							9.8	
	10.0	9	41	1.90	1.89	1.22	98							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 2

Committente: ECOMEGA srl

Località: Via dell'Informatica, PORTO SANTELPIDIO (FM)

Comune:

data: 07 Luglio 2021

Falda a 9.06 mt p.c.

note:

		numero colpi																
profondità in metri		0	10	20	30	40	50	60	Prof	Nr colpi	Nspt	γ	σ press. lito	C	N'	Q.din	Prof	LITOLOGIA
									mt			g/cmc	Kg/cmq				mt	
10.2			7						10.2	7	10.4	1.90	1.93	0.8	5.6	31	10.2	Limo arg.sabb.
10.4				14					10.4	14	20.8	1.85	1.97	0.8	11.2	63	10.4	Ghiaia limosa
10.6			9						10.6	9	13.4	1.85	2.00	0.8	7.2	40	10.6	
10.8				10					10.8	10	14.9	1.85	2.04	0.8	8.0	42	10.8	
11.0					15				11.0	15	22.3	1.85	2.08	0.8	11.9	63	11.0	
11.2				14					11.2	14	20.8	1.85	2.11	0.8	11.0	59	11.2	
11.4									11.4								11.4	
11.6									11.6								11.6	
11.8									11.8								11.8	
12.0									12.0								12.0	
12.2									12.2								12.2	
12.4									12.4								12.4	
12.6									12.6								12.6	
12.8									12.8								12.8	
13.0									13.0								13.0	
13.2									13.2								13.2	
13.4									13.4								13.4	
13.6									13.6								13.6	
13.8									13.8								13.8	
14.0									14.0								14.0	
14.2									14.2								14.2	
14.4									14.4								14.4	
14.6									14.6								14.6	
14.8									14.8								14.8	
15.0									15.0								15.0	
15.2									15.2								15.2	
15.4									15.4								15.4	
15.6									15.6								15.6	
15.8									15.8								15.8	
16.0									16.0								16.0	
16.2									16.2								16.2	
16.4									16.4								16.4	
16.6									16.6								16.6	
16.8									16.8								16.8	
17.0									17.0								17.0	
17.2									17.2								17.2	
17.4									17.4								17.4	
17.6									17.6								17.6	
17.7									17.7								17.7	
18.0									18.0								18.0	
18.2									18.2								18.2	
18.4									18.4								18.4	
18.6									18.6								18.6	
18.8									18.8								18.8	
19.0									19.0								19.0	
19.2									19.2								19.2	
19.4									19.4								19.4	
19.6									19.6								19.6	
19.8									19.8								19.8	
20.0									20.0								20.0	

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: ECOMEGA srl

Località: Via dell'Informatica, PORTO SANT'ELPIDIO (FM)

data: 07 Luglio 2021

Falda a 9.06 mt p.c.

						NATURA COESIVA			NATURA GRANULARE				
						Cu	Ed		Dr	φ	Es	rischio liquefazione	
						coesione non drenata	modulo edometrico		%	angolo attrito	modulo elasticità		
								medie					Prof
LITOLOGIA	Prof mt	Nr colpi	Q.din	γ	σ press. lito	Kg/cmq	kg/cmq		gradi		kg/cmq		mt
Limo arg.sabb.	10.2	7	31	1.90	1.93	0.94	76						10.2
Ghiaia limosa	10.4	14	63	1.85	1.97				52	29.9	150		10.4
	10.6	9	40	1.85	2.00				42	28.5	96		10.6
	10.8	10	42	1.85	2.04				43	28.6	102	128	10.8
	11.0	15	63	1.85	2.08				53	29.9	152		11.0
	11.2	14	59	1.85	2.11				50	29.6	141		11.2
	11.4												11.4
	11.6												11.6
	11.8												11.8
	12.0												12.0
	12.2												12.2
	12.4												12.4
	12.6												12.6
	12.8												12.8
	13.0												13.0
	13.2												13.2
	13.4												13.4
	13.6												13.6
	13.8												13.8
	14.0												14.0
	14.2												14.2
	14.4												14.4
	14.6												14.6
	14.8												14.8
	15.0												15.0
	15.2												15.2
	15.4												15.4
	15.6												15.6
	15.8												15.8
	16.0												16.0
	16.2												16.2
	16.4												16.4
	16.6												16.6
	16.8												16.8
	17.0												17.0
	17.2												17.2
	17.4												17.4
	17.6												17.6
	17.7												17.7
	18.0												18.0
	18.2												18.2
	18.4												18.4
	18.6												18.6
	18.8												18.8
	19.0												19.0
	19.2												19.2
	19.4												19.4
	19.6												19.6
	19.8												19.8
	20.0												20.0

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

Dr. Massimo Basili
-geologo-

DOCUMENTAZIONE REPERITA

GEOLOGIA APPLICATA
GEOTECNICA
IDROGEOLOGIA

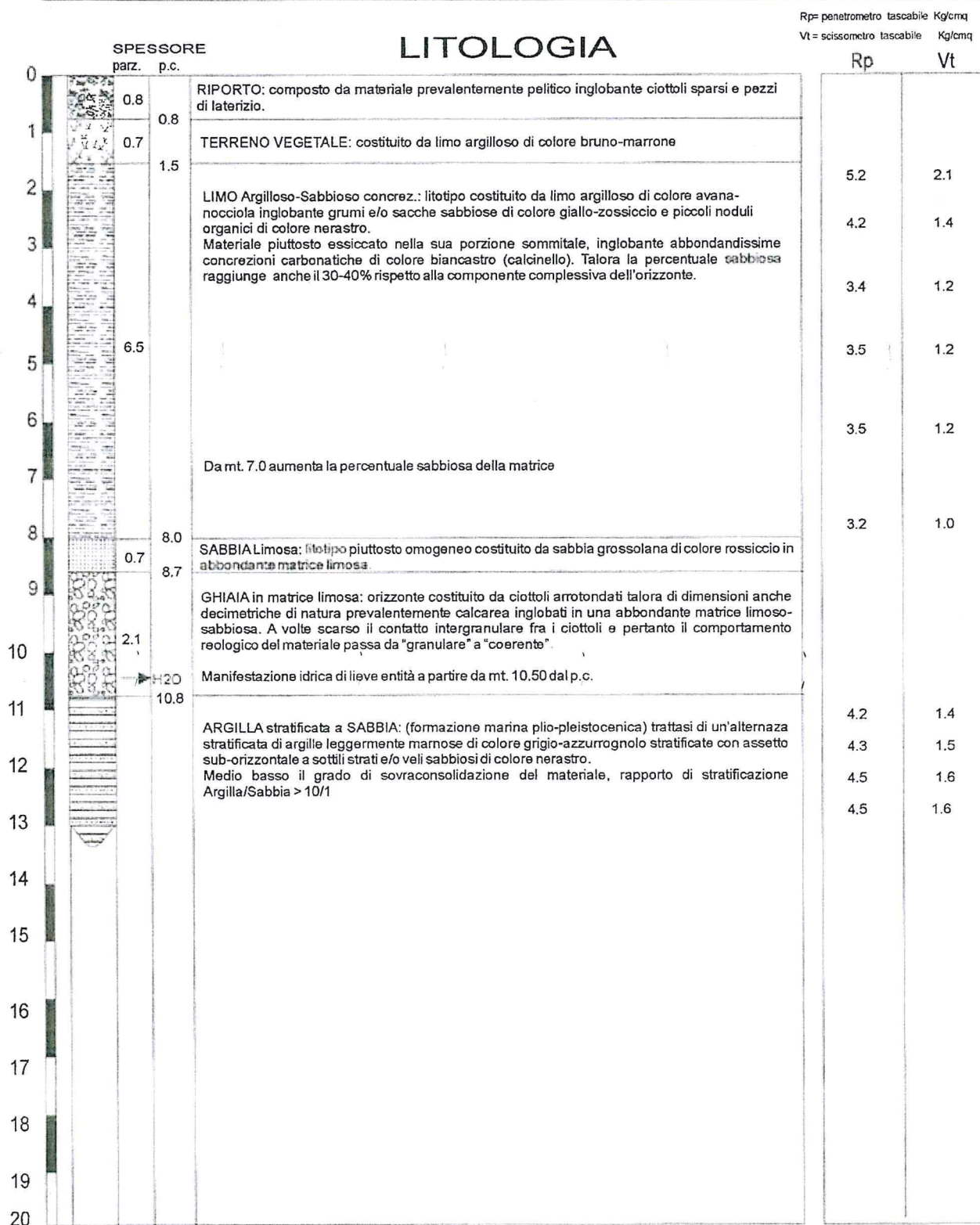
Porto Sant'Elpidio
via Fratte, 73
63018 (AP)
tel. 0734.992797
Fax. 0734.998677

Committente: Sig.ri Remo Rossi e Maura Renzi

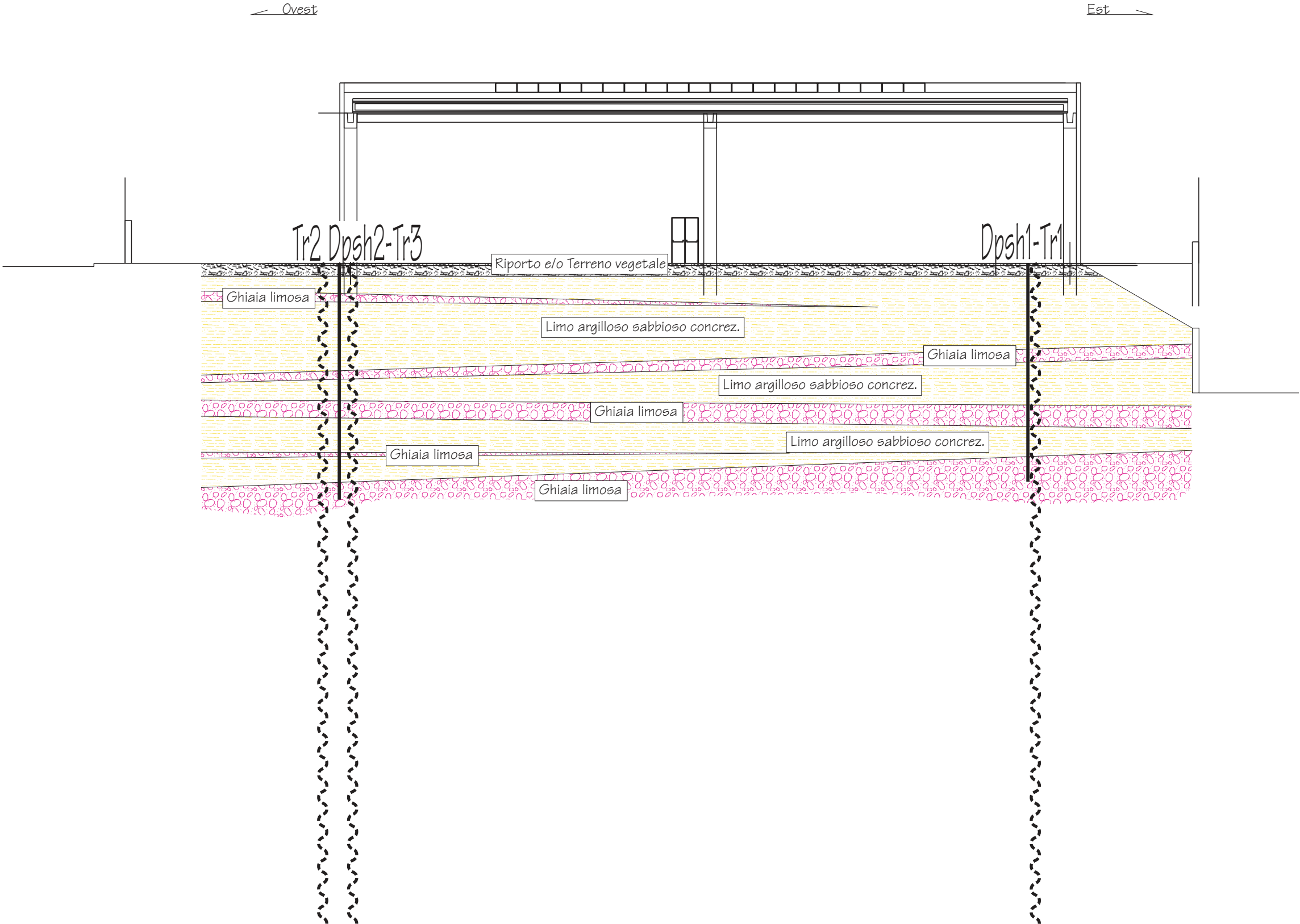
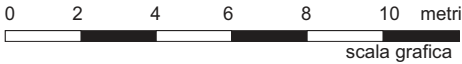
SONDAGGIO 2

Località: zona ind.le San Filippo PORTO SANT'ELPIDIO (AP)

data 25 Giugno 2002



SEZIONE GEOLOGICA
rapp. 1:200



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 dell'Informatica, Porto Sant'Elpidio (FM)</i> Data esecuzione rilievo: <i>07 Luglio 2021</i> Committente: <i>ditta ECOMEGA srl</i>
--	--

INDAGINE SISMICA PASSIVA A STAZIONE SINGOLA

Progetto per la costruzione di un opificio da realizzare all'interno dell'area PIP San Filippo, via Dell'Informatica, nel comune di Porto Sant'Elpidio (FM)".

Porto Sant'Elpidio, 13 Luglio 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 Tr1	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 presenti nell'area della struttura in esame è stata condotta, in data 07 Luglio 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 Tr1 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 sito), 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 Tr1

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

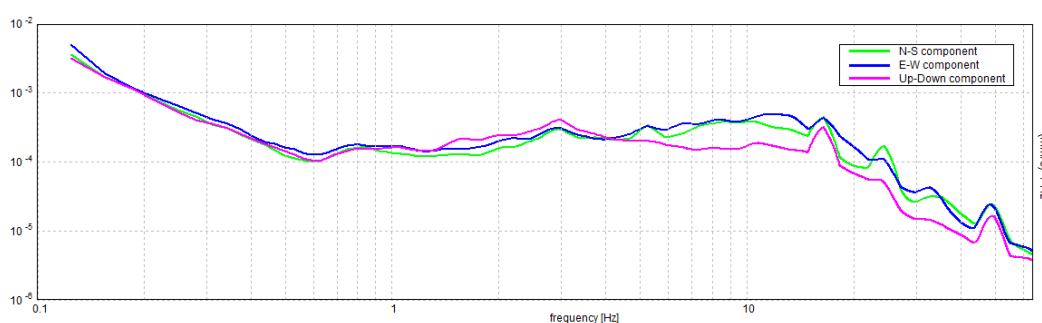


figura 1

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.

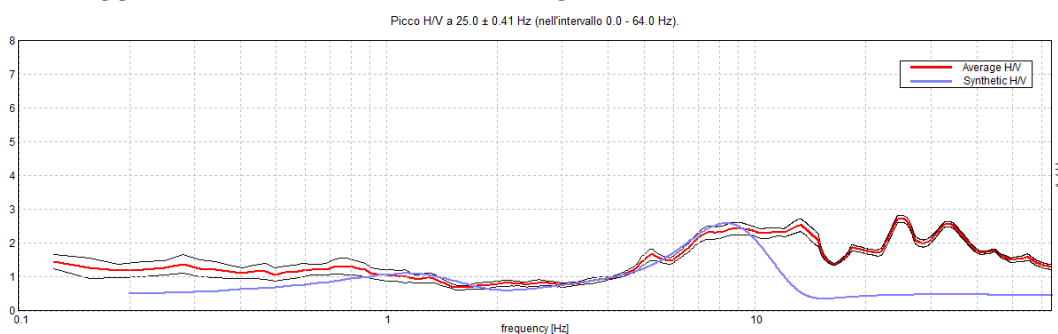


figura 2. Confronto tra la curva H/V sperimentale relativa al sito in oggetto (media in rosso e intervallo di confidenza al 95% in nero) e la curva H/V teorica ottenuta per il modello di sottosuolo di Tabella 1

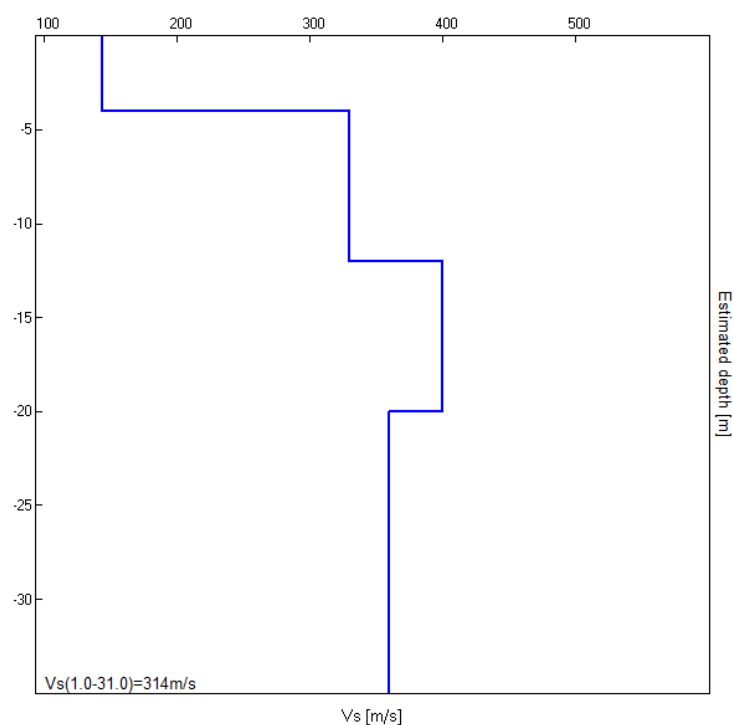


figura 3. Modello di velocità delle onde di taglio per il sito in oggetto.

Profondità	Spessore (m)	Vs (m/s)	Coefficiente di Poisson
4.00	4.00	144	0.35
12.00	8.00	330	0.25
20.00	8.00	400	0.25
70.00	50.00	360	0.45
inf.	0.00	550	0.45

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

E' stato quindi possibile stimare la Vs30, 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 $V_{s,eq}$, che in questo caso è definita dal parametro $V_{s,30}$, poiché il substrato sismico è ad una profondità maggiore di 30 metri, 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:

$$V_{sequ}(1.0-31.0) = 314 \text{ m/s}$$

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 25.0 Hz soddisfa i criteri e va pertanto assunto come frequenza fondamentale di risonanza del sito.

Max. H/V at 25.0 ± 0.41 Hz (in the range 0.0-64.0 Hz).			
Criteria for a reliable HVSR curve (tutti e tre dovrebbero essere verificati)			
$f_0 > 10 / L_w$	25.00 > 0.50	OK	
$nc(f_0) > 200$	18000.0 > 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 1201 times	OK	
Criteria for a clear HVSR peak (almeno 5 su sei dovrebbero essere verificati)			
Exists f- in $[f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f-) < A_0 / 2$	-1.0 Hz		NO
Exists f+ in $[f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f+) < A_0 / 2$	59.969 Hz	OK	
$A_0 > 2$	2.72 > 2	OK	
$f_{peak}[A_{H/V}(f) \pm sA(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.01656 < 0.05$	OK	
$sf < e(f_0)$	0.41409 < 1.25	OK	
$sA(f_0) < q(f_0)$	0.1029 < 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 **314 m/sec**, pertanto alla luce dei risultati della sismica effettuata, nel caso il progettista volesse adottare la procedura semplificata per il dimensionamento sismico dell'opificio in progetto, 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 "C"**, ovvero *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.*

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 del fabbricato 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 7.0 e 10.0 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'input su bedrock di riferimento. Sarà poi cura del progettista, al fine di evitare pericolosi fenomeni di doppia risonanza in caso di sisma, progettare delle strutture con 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.

Porto Sant'Elpidio, 13 Luglio 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.

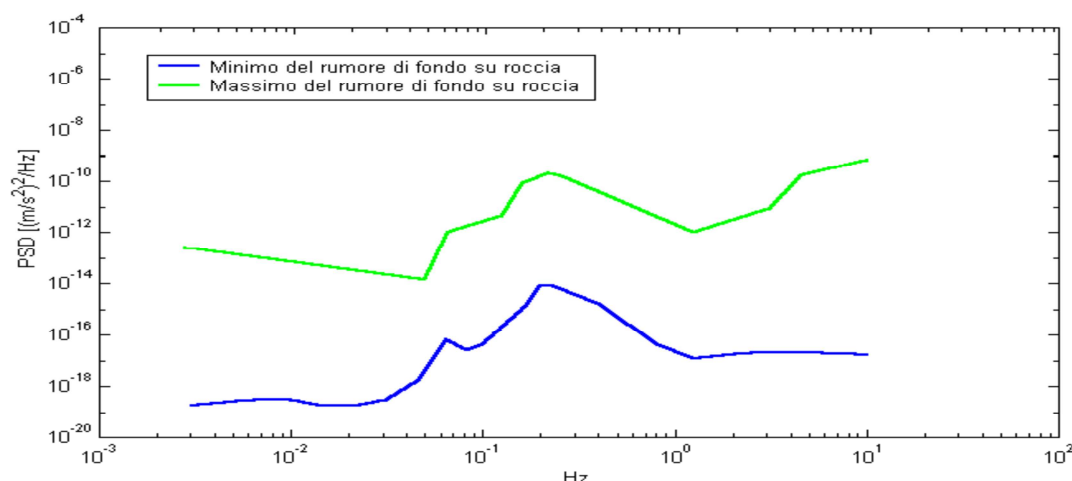


Figura 27. Modelli standard del rumore sismico massimo (in verde) e minimo (in blu) per la Terra secondo il servizio geologico statunitense (USGS). Gli spettri di potenza sono espressi in termini di accelerazione e sono relativi alla componente verticale del moto.

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 prove penetrometriche dinamiche super pesanti Dpsh1 e Dpsh2



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



foto 5-6: esecuzione rilievo sismico passivo con tecnica HVSR e registrazione mediante tromografo digitale