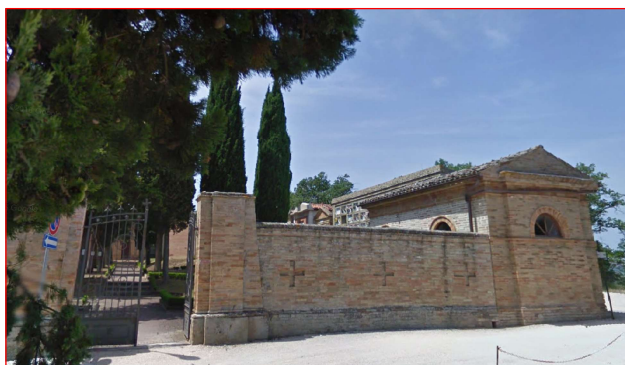




Amministrazione Comunale di Massa Fermana

Comune di Massa Fermana (FM)

**AMPLIAMENTO CIVICO CIMITERO
PRIMO STRALCIO
VIA MONTE STALIO - LOC. MADONNETTA**



PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

RELAZIONE GEOLOGICA

Progettisti :

- ARCH. CLAUDIO AGOSTINELLI
- ING. ANDREA SCHIAVONI

Collaboratore:

-ING. FEDERICO SABBATINI

FASC. N.

M

DATA

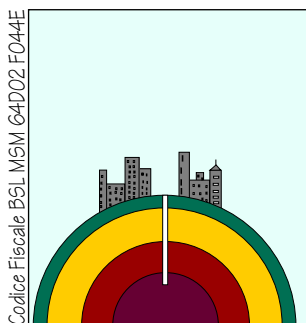
Luglio 2018

INDAGINE GEOLOGICA, MODELLAZIONE GEOTECNICA
E CARATTERIZZAZIONE SISMICA LOCALE PER
L'AMPLIAMENTO, LATO SUD-OVEST, DEL CIMITERO
COMUNALE.

Committente:

Amministrazione Comunale di Massa Fermana

.....
il Committente



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



Porto Sant'Elpidio, 15 Giugno 2018

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 l'ampliamento, lato Sud-Ovest, del cimitero comunale di Massa Fermana (FM)."

Committente: *Amministrazione Comunale Massa Fermana*

INDICE

1.1	PREMESSA	pag. 2
1.2	CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE.....	pag. 4
1.3	CARATTERISTICHE GEOLOGICHE.....	pag. 5
1.4	CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE.....	pag. 8
1.5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO.....	pag.10

La presente relazione è composta da n° 13 pagine e dai seguenti allegati:

ALL. A *IPOTESI GEOTECNICHE*

1.a fondazioni

1.b valutazione dei cedimenti

1.c interazione terreno-struttura

TAV.1 *COROGRAFIA scala 1:10 000*

TAV.2 *COROGRAFIA foto satellitare*

TAV.3 *PLANIMETRIA scala 1:200*

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

N. 1 *STRATIGRAFIA reperita (Dott. Geol. Salomoni-Testaguzza, 1999)*

N. 1 *RISULTANZE PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO reperite*

TAV.4 *SEZIONE GEOLOGICA scala 1:100*

TAV.5 *DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA*

APPENDICE

N.° 2 *RISULTANZE INDAGINE SISMICA PASSIVA A STAZIONE SINGOLA MEDIANTE TECNICA DEI RAPPORTI SPETTRALI HVSr (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) SU TERRENO*

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 *Amministrazione Comunale di Massa Fermana*, in occasione del progetto per l'ampliamento, lato Sud-Ovest, del cimitero comunale 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 attraverso l'ispezione di una scarpata presente nelle immediate vicinanze della struttura in progetto, è stato possibile individuare i sedimenti in affioramento sia della coltre di copertura che del locale sub-strato geologico (vedi planimetria, sezioni e foto allegate in appendice). 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.

La ricostruzione litologica di dettaglio e la parametrizzazione geotecnica dei litotipi presenti nella porzione di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalle strutture da edificare (volume significativo) è stata ottenuta attraverso l'interpretazione dei dati emersi dall'esecuzione, in data *04 Giugno 2018*, di n.2 prove penetrometriche dinamiche super-pesanti (Dpsh), effettuate con strumento "*Pagani TG 63-100*". I dati suddetti sono stati successivamente correlati con le informazioni scaturite dalle numerose indagini eseguite in lotti limitrofi, dallo scrivente (*Tesei, Monti, Tirabasso, Ramadori ecc...*), ma soprattutto facendo riferimento e da uno studio eseguito all'interno dello stesso cimitero dai geologi *Salomoni e Testaguzza*, di cui si allega la stratigrafia di un sondaggio geognostico unitamente alle risultanze delle prove geotecniche di laboratorio effettuate in data 1999.

Infine la caratterizzazione sismica del sito è stata ottenuta mediante l'esecuzione di n.2 acquisizioni di sismica passiva mediante un tromografo digitale di tipo "Tromino Zero", con lo scopo di definire le frequenze di risonanza fondamentali del sito e determinare, inoltre, le " $V_{s_{equ}}$ " dei terreni presenti, secondo quanto prescritto dalle direttive dell'OPCM 3274/03, DM 14.01.08 e del DM 17.01.2018.

Metodologia di analisi

In sintesi la metodologia di lavoro adottata può essere così schematizzata:

- studio dati esistenti;
- rilevamento geologico di campagna;
- rilevamento geomorfologico di campagna;
- esecuzione n°2 prove penetrometriche dinamiche super-pesanti (DPSH);
- esecuzione di n°2 acquisizioni di sismica passiva elaborata mediante tecnica dei rapporti spettrali o HVSR su terreno;
- 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, caratterizzazione sismica del sito, calcolo delle resistenze dei terreni, ecc.....);
- prescrizioni atte alla salvaguardia e conservazione dei manufatti esistenti e di progetto.

1.2 CARATTERISTICHE MORFOLOGICHE

L'area in esame (vedi Corografia Tav.1) è ubicata nella porzione settentrionale del territorio comunale di Massa Fermana, ad una distanza di circa 1.3 chilometri, in direzione Nord dal centro storico della cittadina.

Morfologicamente l'area su cui si sviluppa il civico cimitero ricade in corrispondenza della sommità di una stretta dorsale collinare, avente asse di allungamento disposto secondo la direzione SW-NE, la cui struttura collinare deriva, verosimilmente, 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. Ciò ha determinato un rapido approfondimento dei corsi d'acqua con la formazione di numerose vallecole simili a quelle che bordano la dorsale collinare in oggetto, all'interno delle quali scorrono, con dei deflussi saltuari ed effimeri, dei piccoli torrenti rappresentanti dei tributari di destra del fiume *Ete Morto*. Lungo gran parte dei versanti che compongono le numerose vallecole presenti nell'area in esame sono presenti delle forme calanchive che, impostate sui termini pelitici pliocenici generate dall'azione erosiva delle acque correnti superficiali, risultano caratteristiche del paesaggio di gran parte delle colline dell'Appennino centrale e meridionale. I versanti interessati da questo tipo di processi erosivi, tutti esposti verso SW, in accordo con quanto riscontrato in altre aree, testimoniano come la diffusione di queste forme, oltre che dalla litologia, sembra essere fortemente influenzata anche dall'esposizione, dalla giacitura degli strati e dall'acclività dei versanti (*Dramis ed altri, 1982*). L'aspetto fisico del territorio inoltre, risulta fortemente condizionato dalla presenza, all'interno dei termini della successione marina, di alternanze di facies con proprietà fisiche diverse, che vanno dalle pelitiche, alle pelitico-arenacee e arenaceo pelitiche, fino a orizzonti prevalentemente conglomeratici. La diversa erodibilità delle singole unità, unitamente alle differenti giaciture delle stesse, generano varie morfologie con un generale risalto dei livelli più competenti, che tendono ad emergere dai circostanti terreni pelitici più teneri.

Nello specifico il frustolo di terreno che verrà interessato dall'edificazione dell'ampliamento in progetto si colloca subito a SW del cimitero esistente e risulta caratterizzato da una spianata, posta ad una quota topografica assoluta di circa 345 mt. s.l.m., di chiara genesi antropica, generata presumibilmente in maniera contestuale alla edificazione di un precedente ampliamento dei primi

anni 2000, attraverso l'esecuzione di un leggero sbancamento di terreno finalizzato al livellamento dell'originario piano campagna alla medesima quota di imposta del cimitero esistente, con la creazione di una scarpata, verso Ovest di altezza variabile e compresa tra 1.0 e 1.5 mt. di altezza massima.

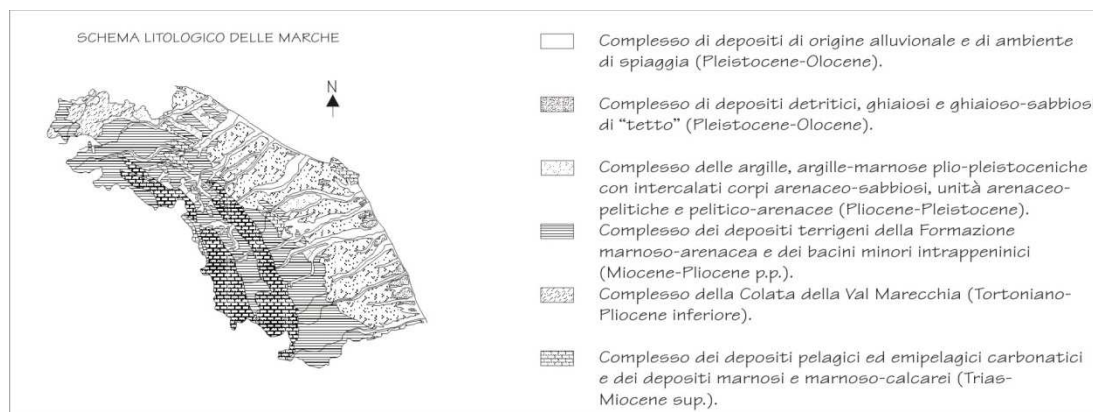
Oltrepassata la spianata del cimitero, il versante digrada verso NordOvest con una inclinazione media di circa 11-13° sino ad intercettare l'alveo del Fiume Ete Morto a quota 130 mt. Slm, mentre verso SudEst il versante declina in maniera meno accentuata (10-11°) sino ad un impluvio minore posto a quota 260 mt. slm. Pertanto dal punto di vista topografico il sito può essere classificato secondo il *D.M. 17 Gennaio 2018*, come **Categoria T1** (*Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*).

Infine, per quanto riguarda la stabilità globale del versante studiato, si può affermare che non si sono notate forme morfologiche di nessun genere da attribuire ad un qualsiasi fenomeno di mass-wasting, così come non si sono riscontrate lesioni attribuibili all'azione gravitativa né sulle strutture edilizie, anche storiche, del cimitero, né sui manufatti antropici presenti in un intorno significativo dello stesso. **Pertanto l'area è da considerarsi morfologicamente stabile.** 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 Tavola RI 58a PAI, aggiornato al 2016).**

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, 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.

Gli affioramenti geologici presenti nelle immediate vicinanze del sito da edificare, le risultanze delle prove penetrometriche dinamiche super-pesanti effettuate e la stratigrafia reperita dallo studio geologico *Salomoni Testaguzza* (1999), tutti ubicati come da Planimetria di Tav.3, 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 di un deposito di un esiguo spessore, talora assente, di genesi eluvio-colluviale, al di sotto del quale si rinvenivano dei terreni autoctoni di genesi marina, costituiti da argilla stratificata a sottili strati e/o veli sabbiosi, rappresentanti i termini superiori della successione marina del Plio-Pleistocene per poi passare, in maniera graduale all'aumentare della profondità, a sabbia stratificata ad argilla e quindi a sabbie ed arenarie. La successione litostratigrafica quindi è riassumibile dall'alto verso il basso, al di sotto di un superficiale orizzonte di terreno vegetale e talora di riporto, come segue:

- a) LIMO ARGILLOSO SABBIOSO concrez > deposito eluvio-colluviale
- b) ARGILLA stratificata a SABBIA > membro Pelitico-Arenaceo
- c) SABBIA stratificata ad ARGILLA > membro Arenaceo-Pelitico

a) LIMO ARGILLOSO SABBIOSO concrez.: litotipo piuttosto omogeneo, a luoghi fortemente concrezionato, composto da sedimenti prevalentemente limosi e subordinatamente argillosi, dalla colorazione avana-nocciola inglobante grumi sabbiosi giallognoli e talora noduli organici di colore nerastro. Terreno di medio bassa consistenza, caratterizzato comunque da proprietà geotecniche estremamente 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. Litotipo rinvenuto in affioramento sulla scarpata retrostante il cimitero e nel corso della sola penetrometrica Dpsh2 sino ad una profondità di 1.60 mt dall'attuale piano campagna.

b) ARGILLA strat. a SABBIA: (*Formazione della Laga, membro Pelitico-Arenaceo*) si tratta di un'alternanza stratificata di argille leggermente marnose, di colore avana nocciola e sottili livelli sabbiosi di colore giallo-rossiccio, talora leggermente cementati ed a luoghi umidi. Litotipo dal medio-basso grado di sovraconsolidazione e pertanto caratterizzato da qualità geomeccaniche di media consistenza, nel quale la componente argillosa risulta nettamente dominante rispetto a quella sabbiosa (rapporto di stratificazione Argilla/Sabbia stimato maggiore 10/1) che può essere quindi considerata, da un punto di vista geotecnico, trascurabile. Litotipo riscontrato al di sotto del superficiale orizzonte alloctono e/o colluviale sino ad una profondità massima di 7.20 e 3.0 mt. dall'attuale piano campagna, in corrispondenza di Dpsh1 e Dpsh2, rispettivamente.

c) SABBIA strat. ad Argilla: (*Formazione della laga, membro Arenaceo-Pelitico*) litotipo costituito da sabbie prevalenti a granulometria fine, di colore giallognolo, talora cementate disposte con assetto sub-orizzontale in strati medi sottili alternate a rari livelli argilloso marnosi di colore grigio-azzurrognolo, che tendono a scomparire in maniera graduale all'aumentare della profondità. Ottime le proprietà geomeccaniche dell'orizzonte il cui comportamento reologico può essere assimilato a quello di un sedimento granulare.

Non si sono rinvenute manifestazioni e/o emergenze idriche di nessun genere nel corso dell'esecuzione delle prove penetrometriche eseguite in situ, che attestino la presenza di una vera e propria falda idrica, almeno nella porzione indagata, ritenuta significativa ai fini dell'edificazione dei manufatti in progetto, anche se, vista la geologia del sito, non si esclude la possibile presenza, più che di veri e propri acquiferi, di zone di saturazione trascurabili di esiguo spessore e verosimilmente di limitata estensione areale confinate all'interno di uno e/o più livelli sabbiosi che compongono la formazione marina pleistocenica.

1.4 CARATTERISTICHE GEOMECCANICHE

La caratterizzazione geomeccanica dei terreni presenti è avvenuta attraverso l'elaborazione e la correlazione dei dati scaturiti dalle prove penetrometriche dinamiche super-pesanti eseguite, secondo le interpretazioni di *Sanglerat*, *Terzaghi*, *D'Appollonia*, *Schmertmann* *Gardner* ed altri recenti autori. Ulteriori dati, inoltre, in parte sono stati reperiti dalle prove di laboratorio effettuate nel corso dello studio dei geologi *Salomoni Testaguzza* realizzato nella medesima area di sedime dell'ampliamento in progetto (vedi risultanze allegate in appendice) ed in parte 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"	litotipo "c"
		Limo argilloso sabbioso	Argilla strat. a Sabbia	Sabbia stra. ad Argilla
γ	(g/cm ³)	1.90	2.15	2.10
γ_k	(g/cm ³)	1.90	2.15	2.10
Cu	(kg/cm ²)	0.6-1.1	1.1-2.8	-
Cu _k	(kg/cm ²)	0.8	1.6	-
C'	(Kg/cm ²)	0.0-0.1	0.2-0.4	-
C' _k	(Kg/cm ²)	0.04	0.2	-
ϕ'	(gradi)	22-26°	22-29° (30-32°)	30-38°
ϕ'_k	(gradi)	23°	23° (30°)	35°
Ed	(Kg/cm ²)	46-80	75-184	-
Es	(Kg/cm ²)	-	(158-220)	159>400
ν		0.40	0.45	0.25
α		0.4	0.3	-
S _{med.ult.}	(Kg/cm ²)	-	-	0.25
Kh	(Kg/cm ³)	0.6-1.0	1.0-3.3	2.0>5.3

() parametri relativi alla frazione e/o ai livelli sabbiosi contenuti all'interno della formazione marina pelitico arenacea (litotipo "b"). Comunque, vista la netta prevalenza della frazione argillosa su quella sabbiosa (rapporto di stratificazione Argilla/Sabbia > 10/1) riscontrata nel corso della prova in situ eseguita si ritiene ragionevole trascurare il contributo geotecnico delle sabbie nel comportamento reologico complessivo dell'orizzonte e viceversa, per i medesimi motivi il contributo delle argille sul comportamento reologico del litotipo "c", da considerare quindi completamente incoerente.

La simbologia usata è la seguente:

γ	= peso di volume del terreno;
Cu	= 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;
Smed.ult. = fattore di resistenza laterale ultima (terreni incoerenti);
Kh = coeff. di rigidezza laterale del terreno calcolato per un palo di $\phi=60$ cm;
 $\gamma'_k, Cu_k, C'_k, \phi'_k$ = parametri caratteristici* del terreno (DM08).

* 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 43.156361°N, Longitudine 13.471839°E
ED50	lotto: Latitudine 43.157285°N, Longitudine 13.472762°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_{segu} di 549 m/sec**, pertanto alla luce dei risultati della sismica effettuata, nel caso il progettista volesse adottare la procedura semplificata per il dimensionamento dell'intervento 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 "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.

Ovviamente, 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 delle opere in questione, 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 prossima a 8.0 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'imput su bedrock di riferimento.

Condizioni topografiche Categoria T1, superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ (Tabella 3.2.III - 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 43.156331 e Longitudine 13.471839, ed ipotizzando a titolo di esempio una 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_o	2.464	2.440	2.434	2.468
T_C^*	0.273	0.291	0.338	0.344

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.

	<i>Stati limite di esercizio</i>		<i>Stati limite ultimi</i>	
	SLO	SLD	SLV	SLC
a_g	0.055	0.070	0.175	0.226
Ss	1.20	1.20	1.20	1.18
St	1.00	1.00	1.00	1.00
a_{max}	0.066	0.084	0.21	0.26668

Porto Sant'Elpidio, 15 Giugno 2018

il geologo
Dr. Massimo Basili
 ORDINE DEI GEOLOGI DELLA REGIONE MARCHE
 geologo specialista
 numero 277 albo sezione A (1986)



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 dal manufatto da riparare al terreno.

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, tenendo debitamente conto della presenza, nella porzione superficiale del terreno di sedimenti per lo più di natura pelitica soggetti a forti variazioni volumetriche in seguito al cambio di condizioni di umidità degli stessi (litotipi "a" e "b"), fanno ritenere consigliabile adottare una fondazione profonda su pali a sostegno delle nuove strutture edili dell'ampliamento in progetto, al fine di impostare le strutture su strati di terreno non soggetti a variazioni volumetriche connesse ai fenomeni esogeni stagionali (*reiterazione di piogge alternate a stagioni siccitose*) e/o antropici (*ipotesi di rotture di linee idriche e/o fognarie, esecuzione di pavimenti impermeabili a ridosso delle strutture, piantumazioni di essenze arboree a ridosso delle fondazioni ecc.*). I pali, quindi, dovranno essere di una lunghezza tale da addentrarsi sufficientemente (3.5-5 diametri) nella **formazione marina arenaceo-pelitica** (litotipo "c") riscontrata a partire da 2.80 mt (Dpsh2) e 7.20 mt (Dpsh1) dall'attuale piano campagna. La lunghezza, diametro ed interasse dei pali dovranno essere scelti in funzione delle sollecitazioni trasmesse dall'insieme terreno-struttura ai pali stessi.

Per il dimensionamento della nuova fondazione, 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	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.II - Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Sim	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1.0	1.45	1.15	1.0	1.70	1.35	1.0	1.60	1.30
Laterale in compress.	γ_s	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15	1.0	1.45	1.15
Totale	γ_t	1.0	1.45	1.15	1.0	1.60	1.30	1.0	1.55	1.25
Laterale in trazione	γ_{st}	1.0	1.60	1.25	1.0	1.60	1.25	1.0	1.60	1.25

Sulla base dell'aggiornamento delle Norme Tecniche delle Costruzioni (D.M. del 17/01/2018) le verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.4.II, 6.2.IV.

Nell'ambito dello stesso sistema di fondazione il numero di verticali d'indagine da considerare per la scelta dei coefficienti ζ deve corrispondere al numero di verticali di sondaggio significative e rappresentative della intera stratigrafia di influenza dei pali stessi (sondaggi e/o prove in situ), eseguite nel corso dell'indagine. Nel caso specifico, pertanto possono essere considerati i coefficienti relativi a **n.3 verticali** (n.1 sondaggio geognostico e n.2 prove penetrometriche dinamiche) ottenendo:

Tabella 6.4.IV - Fattori di correlazione ζ , per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	>10
ζ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ζ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

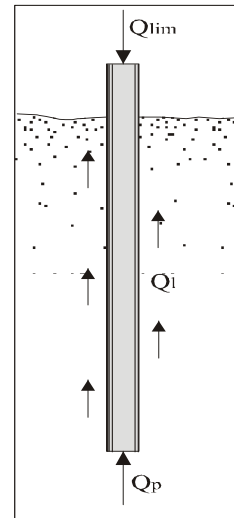
Per il calcolo della resistenza assiale di un palo trivellato possono essere adottate le seguenti relazioni di Terzaghi ed altri:

$$Q_{lim} = Q_p + Q_l \quad (1)$$

$$Q_p = A (\gamma L N_q + C N_c) \quad (2)$$

$$\delta Q_l = \pi D \delta L \alpha C_u \quad \text{terreni coerenti} \quad (3)$$

$$\delta Q_l = \pi D dl S_{med.ult.} \quad \text{terreni incoerenti} \quad (4)$$



dove:

Q = resistenza ultima del singolo palo;

Q_p = resistenza ultima alla punta del palo;

δQ_l = resistenza laterale ultima del tratto di palo considerato;

A = area della sezione alla punta;

D = diametro del palo;

L = lunghezza del palo;

α = coefficiente di adesione palo terreno;

$S_{med.ult.}$ = fattore di resistenza laterale ultima (Vesic, Kerisel);

N_c, N_q = coefficienti di capacità portante.

A titolo di esempio si riportano i valori di resistenza utile per i pali di diverso diametro e lunghezza, calcolati adottando le relazioni precedentemente esposte sulle verticali Dpsh1 e Dpsh2. Per il calcolo delle portanze dei pali comprese tra le verticali considerate si consiglia di effettuare delle interpolazioni lineari al fine di risalire alla stratigrafia locale (da verificare poi in situ durante l'esecuzione della fondazione). Considerando quindi il piano di cantiere alla quota dell'attuale piano campagna (vedi planimetria), adottando le relazioni suesposte si ottiene:

N.B. Nel calcolo della resistenza dei pali si è trascurato, ai fini della sicurezza, il contributo alla portanza laterale fornito dai primi 2.00 metri di terreno soggetto ad alterazione e decompressione superficiale, mentre per la restante lunghezza dei pali intestati all'interno del locale sub-strato geologico saldamente stabile si è fatto riferimento ai seguenti parametri geotecnici:

-litotipo "b" Argilla strat. a Sabbia $C_u = 16 \text{ t/mq}$, $\alpha = 0.3$

-litotipo "c" Sabbia strat. ad Argilla $S_{med.ult.} = 2.5 \text{ t/mq}$

Per la portanza di punta, invece, è stato adottato un valore di N_q di tutta sicurezza pari a 20 (Cestelli Guidi) considerando il grado di addensamento in cui è stato rinvenuto il materiale

(Sabbia stratificata ad Argilla) nel corso delle prove penetrometriche eseguite in situ, ottenendo:

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:

Dpsh1 -PALI TRIVELLATI

Approccio 2 -Combinazione - A1+M1+R3					
D	L*	Rb	Rs	Rd	
0,40	9	35,17	32,18	42,09	
0,50	9	54,95	40,22	59,48	
0,60	9	79,13	48,26	79,62	
0,70	9	107,70	56,31	102,51	
0,80	9	140,67	64,35	128,14	
1,00	9	219,80	80,44	187,65	

Dpsh2 -PALI TRIVELLATI

Approccio 2 -Combinazione - A1+M1+R3					
D	L*	Rb	Rs	Rd	
0,40	6	23,45	12,93	22,74	
0,50	6	36,63	16,16	33,00	
0,60	6	52,75	19,40	45,09	
0,70	6	71,80	22,63	59,02	
0,80	6	93,78	25,86	74,78	
1,00	6	146,53	32,33	111,79	

D = diametro del palo (mt);

L = lunghezza (mt);

Rb = resistenza di punta (ton);

Rs = sommatoria delle resistenze laterali dei singoli tratti (ton);

Rd = resistenza totale (ton);

Si omettono, in questo caso, le verifiche nei confronti degli stati limite idraulici in quanto in corso dell'indagine in situ non è stata rilevata la presenza di una falda acquifera propriamente detta in grado di generare problematiche connesse al sifonamento e/o al sollevamento idrostatico della fondazione in progetto.

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.9 (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.

Nel caso specifico, comunque, visto la natura dei terreni presenti e la tipologia di fabbricati in progetto, si tralascia il calcolo dei cedimenti delle fondazioni, in quanto trascurabili e presumibilmente accettabili dalle singole strutture da realizzare, che in ogni caso dovranno essere verificate, così come previsto dalla normativa, attraverso prove dirette in situ su scala reale.

stralcio Carta Tecnica Regionale n.314020, comune di Massa Fermana (FM)



AREA DI INDAGINE

COROGRAFIA

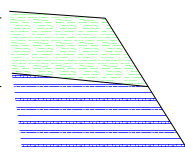
lotto in esame



stralcio foto satellitare comune di Massa Fermana (FM), Cimitero comunale

Coltre
Formazione della Laga
membro pelitico-arenaceo

70-80 cm



Limo argilloso sabbioso
con grumi sabbiosi giallo rossicci
e concrezioni carbonatiche biancastre
Argilla strat. a Sabbia
costituita da argilla nocciola-grigiastra
stratificata a sabbia giallo-rossiccia
con livelli centimetri e un rapporto
stratigrafico
A/S pari a 1/1

h= 1.20 mt

S1

h= 1.00 mt

Dpsh1-Tr1

h= 1.50 mt

Dpsh2-Tr2

PLANIMETRIA
rapp. 1:200

0 2 4 6 8 metri 10
Scala grafica



LEGENDA

- ingombro ampliamento da realizzare
- ingombro strutture esistenti
- S_n ubicazione sondaggio geognostico
- $Dpsh_n$ ubicazione prove penetr. dinamiche super-pesanti
- Tr_n ubicazione indagine geofisica HVSR (Tromino)
- quote topografiche relative
- traccia sezione geologica

347.2

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

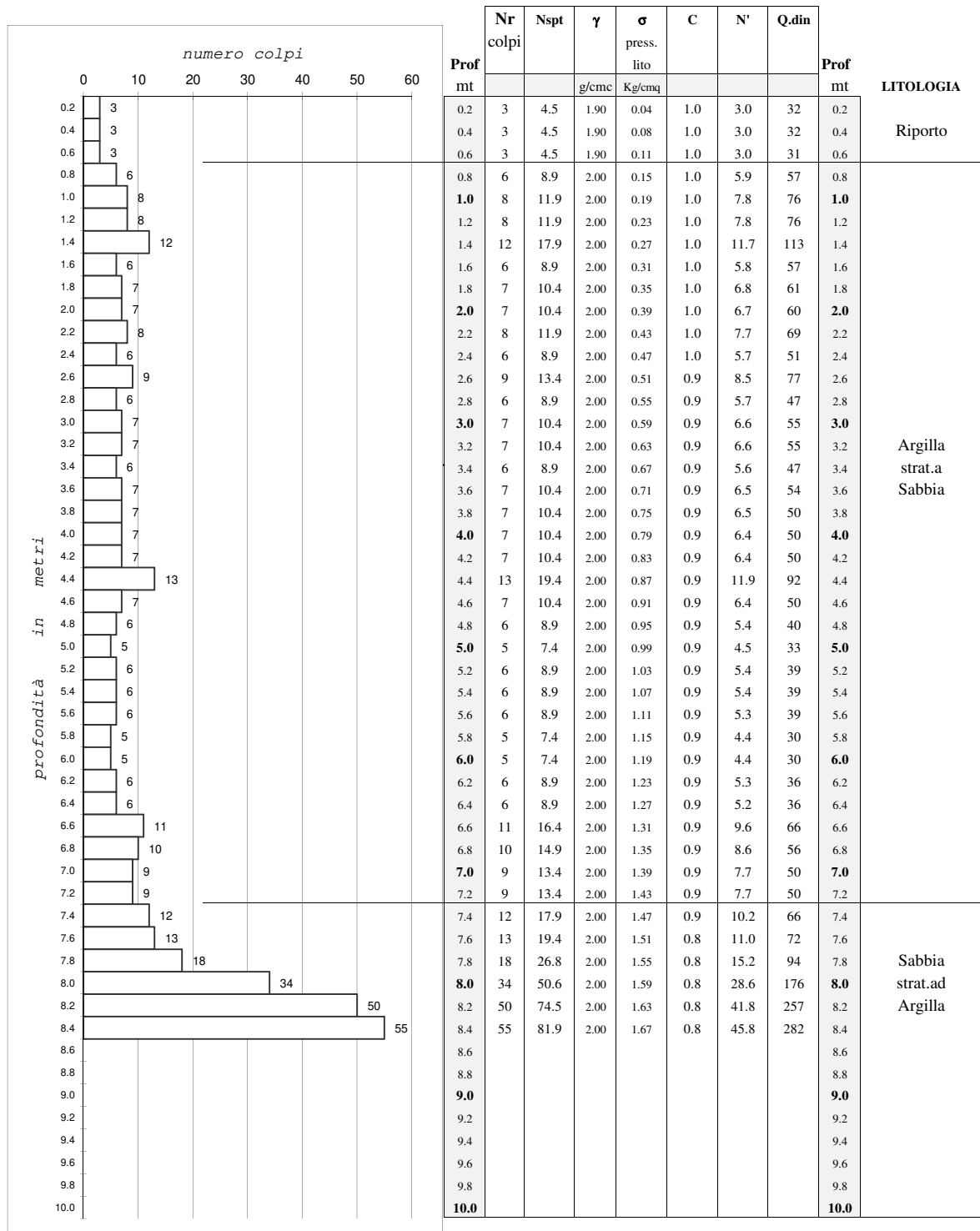
Tipo	Sigla di riferimento	Peso della massa battente in Kg
Leggero	DPL (Light)	M<10
Medio	DPM (Medium)	10<M<40
Pesante	DPH (Heavy)	40<M<60
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	M>60

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: Amministrazione Comunale di Massa Fermana
Località: Cimitero Comunale, MASSA FERMANA (FM)
Comune:
data: 04 Giugno 2018
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 cm², apertura 60°)
Prova eseguita in assenza di aste di rivestimento

PROVA DPSH 1

Committente: Amministrazione Comunale di Massa Fermana

Località: Cimitero Comunale, MASSA FERMANA (FM)

data: 04 Giugno 2018

Falda

Falda						NATURA COESIVA			NATURA GRANULARE				Prof	
						Cu	Ed		Dr	φ	Es			rischio liquefazione
	Prof	Nr colpi	Q.din	γ	σ press. lito	coesione non drenata		modulo edometrico		%	angolo attrito	modulo elasticità		
LITOLOGIA						mt	g/cmc		Kg/cmq			Kg/cmq	kg/cmq	
Riporto	0.2	3	32	1.90	0.04			76						0.2
	0.4	3	32	1.90	0.08			76						0.4
	0.6	3	31	1.90	0.11			75						0.6
Argilla strat.a Sabbia	0.8	6	57	2.00	0.15	2.11		138						0.8
	1.0	8	76	2.00	0.19	2.80		183	168					1.0
	1.2	8	76	2.00	0.23	2.79		182						1.2
	1.4	12	113	2.00	0.27					>80	32.9	272		1.4
	1.6	6	57	2.00	0.31	2.07		136						1.6
	1.8	7	61	2.00	0.35	2.22		146						1.8
	2.0	7	60	2.00	0.39	2.21		145						2.0
	2.2	8	69	2.00	0.43	2.52		165						2.2
	2.4	6	51	2.00	0.47	1.88		123						2.4
	2.6	9	77	2.00	0.51	2.81		184						2.6
	2.8	6	47	2.00	0.55	1.73		113	134					2.8
	3.0	7	55	2.00	0.59	2.01		132						3.0
	3.2	7	55	2.00	0.63	2.01		131						3.2
	3.4	6	47	2.00	0.67	1.71		112						3.4
	3.6	7	54	2.00	0.71	1.99		130						3.6
	3.8	7	50	2.00	0.75	1.85		121						3.8
	4.0	7	50	2.00	0.79	1.84		120						4.0
	4.2	7	50	2.00	0.83	1.83		120						4.2
	4.4	13	92	2.00	0.87				70	31.6	222			4.4
	4.6	7	50	2.00	0.91	1.82		119						4.6
	4.8	6	40	2.00	0.95	1.45		95						4.8
	5.0	5	33	2.00	0.99	1.21		79						5.0
	5.2	6	39	2.00	1.03	1.44		94						5.2
	5.4	6	39	2.00	1.07	1.43		94	89					5.4
	5.6	6	39	2.00	1.11	1.43		93						5.6
	5.8	5	30	2.00	1.15	1.11		73						5.8
	6.0	5	30	2.00	1.19	1.11		73						6.0
6.2	6	36	2.00	1.23	1.33		87						6.2	
6.4	6	36	2.00	1.27	1.32		86						6.4	
6.6	11	66	2.00	1.31				55	30.0	158			6.6	
6.8	10	56	2.00	1.35		2.06	135						6.8	
7.0	9	50	2.00	1.39		1.84	121	125					7.0	
7.2	9	50	2.00	1.43		1.84	120						7.2	
Sabbia strat.ad Argilla	7.4	12	66	2.00	1.47				55	30.1	159			7.4
	7.6	13	72	2.00	1.51				57	30.4	172			7.6
	7.8	18	94	2.00	1.55				66	31.7	224	379		7.8
	8.0	34	176	2.00	1.59				>80	35.3	422			8.0
	8.2	50	257	2.00	1.63				>80	37.0	618			8.2
	8.4	55	282	2.00	1.67				>80	37.4	676			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	

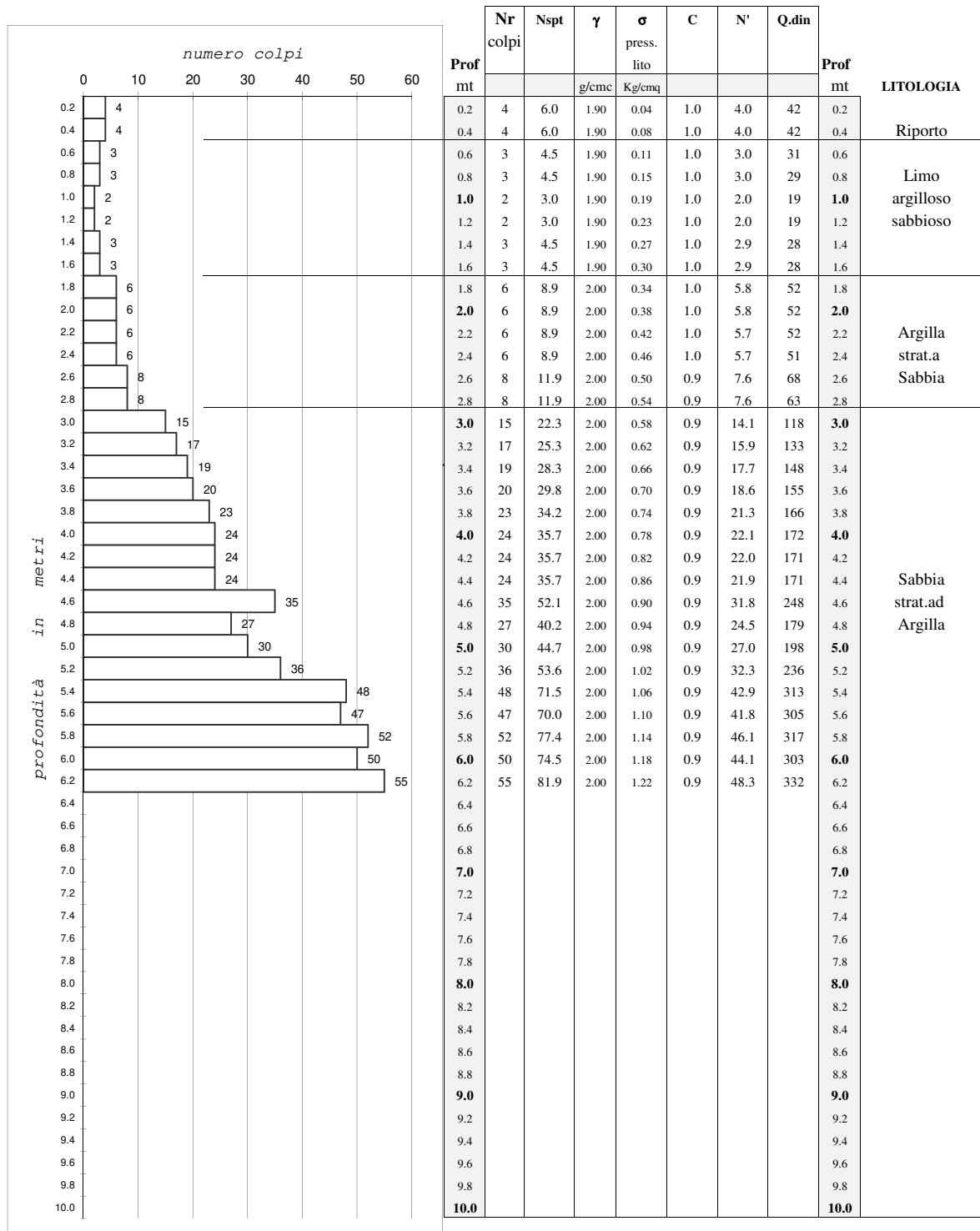
Penetrometro dinamico super-pesante (DPSH) Pagani TG63-100

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: Amministrazione Comunale di Massa Fermana
Località: Cimitero Comunale, MASSA FERMANA (FM)
Comune:
data: 04 Giugno 2018
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 cm², apertura 60°)

Prova eseguita in assenza di aste di rivestimento

PROVA DPSH 2

Committente: Amministrazione Comunale di Massa Fermana

Località: Cimitero Comunale, MASSA FERMANA (FM)

data: 04 Giugno 2018

Falda

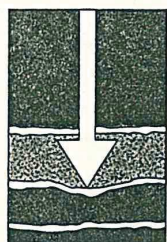
						NATURA COESIVA			NATURA GRANULARE				
LITOLOGIA	Prof	Nr colpi	Q.din	γ	σ press. lito	Cu coesione non drenata	Ed modulo edometrico		Dr %	ϕ angolo attrito	Es modulo elasticità	rischio liquefazione	Prof
	mt			g/cmc	Kg/cmq	Kg/cmq	kg/cmq		gradi		kg/cmq		mt
								medie					
Riporto	0.2	4	42	1.90	0.04		101						0.2
	0.4	4	42	1.90	0.08		101						0.4
Limo argilloso sabbioso	0.6	3	31	1.90	0.11	0.94	75	62					0.6
	0.8	3	29	1.90	0.15	0.94	69						0.8
	1.0	2	19	1.90	0.19	0.70	46						1.0
	1.2	2	19	1.90	0.23	0.74	46						1.2
	1.4	3	28	1.90	0.27	0.88	68						1.4
	1.6	3	28	1.90	0.30	0.93	68						1.6
Argilla strat.a Sabbia	1.8	6	52	2.00	0.34	1.91	125	135					1.8
	2.0	6	52	2.00	0.38	1.90	124						2.0
	2.2	6	52	2.00	0.42	1.89	124						2.2
	2.4	6	51	2.00	0.46	1.88	123						2.4
	2.6	8	68	2.00	0.50	2.50	164						2.6
	2.8	8	63	2.00	0.54	2.31	151						2.8
Sabbia strat.ad Argilla	3.0	15	118	2.00	0.58				>80	33.2	283		3.0
	3.2	17	133	2.00	0.62				>80	33.7	319		3.2
	3.4	19	148	2.00	0.66				>80	34.3	355		3.4
	3.6	20	155	2.00	0.70				>80	34.5	372		3.6
	3.8	23	166	2.00	0.74				>80	34.9	398		3.8
	4.0	24	172	2.00	0.78				>80	35.2	413		4.0
	4.2	24	171	2.00	0.82				>80	35.1	412		4.2
	4.4	24	171	2.00	0.86				>80	35.1	410	517	4.4
	4.6	35	248	2.00	0.90				>80	36.9	595		4.6
	4.8	27	179	2.00	0.94				>80	35.4	429		4.8
	5.0	30	198	2.00	0.98				>80	36.1	474		5.0
	5.2	36	236	2.00	1.02				>80	36.7	566		5.2
	5.4	48	313	2.00	1.06				>80	37.9	752		5.4
	5.6	47	305	2.00	1.10				>80	37.8	733		5.6
	5.8	52	317	2.00	1.14				>80	38.0	760		5.8
	6.0	50	303	2.00	1.18				>80	37.7	727		6.0
	6.2	55	332	2.00	1.22				>80	38.2	796		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

DOCUMENTAZIONE REPERITA



Gestecno s.a.s.
di Francesco Pascarella

LABORATORIO GEOTECNICO
(iscrizione A.L.G.I. n. 95)
SISTEMI DI MONITORAGGIO
PROVE IN SITO

via Monte Primo, 12 62022 Castelraimondo (MC)
tel. e fax 0737/642174 - partita IVA 01137480438
trib. Camerino n. 1559 - C.C.I.A.A. MC n. 0118704

Castelraimondo, il 29 maggio 1999

ACCETTAZIONE: n° 2350/AC del 24/05/1999

COMMITTENTE: studio geologico Earth & Soil

CANTIERE: area cimiteriale - Massa Fermana

CAMPIONE: S.1-C.1 PROF.: da 1,4 a 1,6 m

Apertura e descrizione geotecnica del campione (ASTM D2488)

Caratteristiche del contenitore

Tipo di contenitore: ☒ fustella metallica
☐ fustella in pvc
☐ sacchetto
☐ cellophane

Diametro della fustella: 10 cm
Lunghezza della fustella: 60 cm

Caratteristiche del campione

Data di prelievo del campione: -

Dimensioni del campione: diametro: 9,6 cm
lunghezza: 22 cm

Classi di qualità del campione: ☒ indisturbato (Q.5)
☐ poco disturbato (Q.4)
☐ molto disturbato (Q.3)
☐ rimaneggiato (Q.1, Q.2)

Programma delle prove

- ☒ Apertura campione e descrizione geotecnica (AC)
☒ Determinazione del contenuto d'acqua e del peso volume (YW)
☐ Determinazione del peso specifico dei grani (YS)
☐ Determinazione del contenuto in carbonato di calcio (CA)
☐ Classificazione del terreno secondo le norme AASHTO e/o USCS (CL)
☐ Determinazione dei limiti liquido e plastico (LM)
☐ Analisi granul. mediante vagliatura a secco o per via umida (GS/GU)
☐ Analisi granulometrica per sedimentazione (SD)
☐ Analisi granulometrica per vagliatura + sedimentazione (GUD)
☐ Prova di compressione semplice ad e.i.l. (EL)
☐ Prova di compressibilità edometrica (ED)
☒ Prova di taglio diretto consolidato drenato (CD)
☐ Prova di taglio diretto residuo (RS)
☐ Prova di taglio diretto consolidato drenato + residuo (DR)
☐ Prova di compressione triassiale consolidata drenata (ICD)
☐ Prova di compressione triassiale consolidata non drenata (ICU)
☐ Prova di compressione triassiale non consolidata non drenata (IUU)
☐ Prova di costipamento Proctor standard o modificata (PS/PM)
☐ Prova di permeabilità a carico costante o variabile (PC/PV)

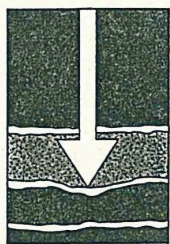
pocket (Kg/cm ²)	vane test (Kg/cm ²)	provini (sigla)	0 cm
>> 4,0		CD 1	
>> 4,0	>> 1,0		10
>> 4,0		CD 2	
>> 4,0	>> 1,0	CD 3	20
			30
			40
			50
			60
			70
			80

Descrizione del campione

Limo con argilla grigio-verdastro, di consistenza molto alta e plasticità media.

Sono presenti livelli sottili di sabbie fini giallastre da sciolte a debolmente cementate ed a giacitura suborizzontale.

Il Responsabile del laboratorio
(dott. Geol. Francesco Pascarella)



Gestecno

di Francesco Pascarella
LABORATORIO GEOTECNICO
(iscrizione A.L.G.I. n. 95)
SISTEMI DI MONITORAGGIO
PROVE IN SITO

via Monte Primo, 12 62022 Castelraimondo (MC)
tel. e fax 0737/642174 - partita IVA 01137480438
trib. Camerino n. 1559 - C.C.I.A.A. MC n. 0118704

Castelraimondo, il 29 maggio 1999

ACCETTAZIONE: n° 2350/CD del 24/05/1999

COMMITTENTE: studio geologico Earth & Soil

CANTIERE: area cimiteriale - Massa Fermana

CAMPIONE: S.1-C.1 PROF.: da 1,4 a 1,6 m

Prova di taglio diretto consolidata drenata (ASTM D3080)

Altezza dei provini: 20 mm
Diametro dei provini: 60 mm
Velocità di deformazione: 0,001 mm/min

	provino 1	provino 2	provino 3	provino 4	provino 5
Peso di volume naturale (g/cm^3)	2,125	2,142	2,129		
Contenuto d'acqua naturale (%)	13,44	12,54	13,33		
Contenuto d'acqua finale (%)	14,82	13,06	13,45		
Pressione di consolidazione (Kg/cm^2)	2,0	3,0	4,0		
Tempo minimo di consolidazione (ore)	24	24	24		
Cedimento finale (mm)	0,089	0,185	0,342		
Deformazione verticale a rottura (mm)	-0,047	-0,005	0,038		
Deformazione trasversale a rottura (mm)	0,867	1,149	1,308		
Sollecitazione tangenziale a rottura (Kg/cm^2)	1,361	1,930	2,438		

Contenuto d'acqua naturale medio (%)

$W_n = 13,1$

Peso di volume naturale medio (g/cm^3)

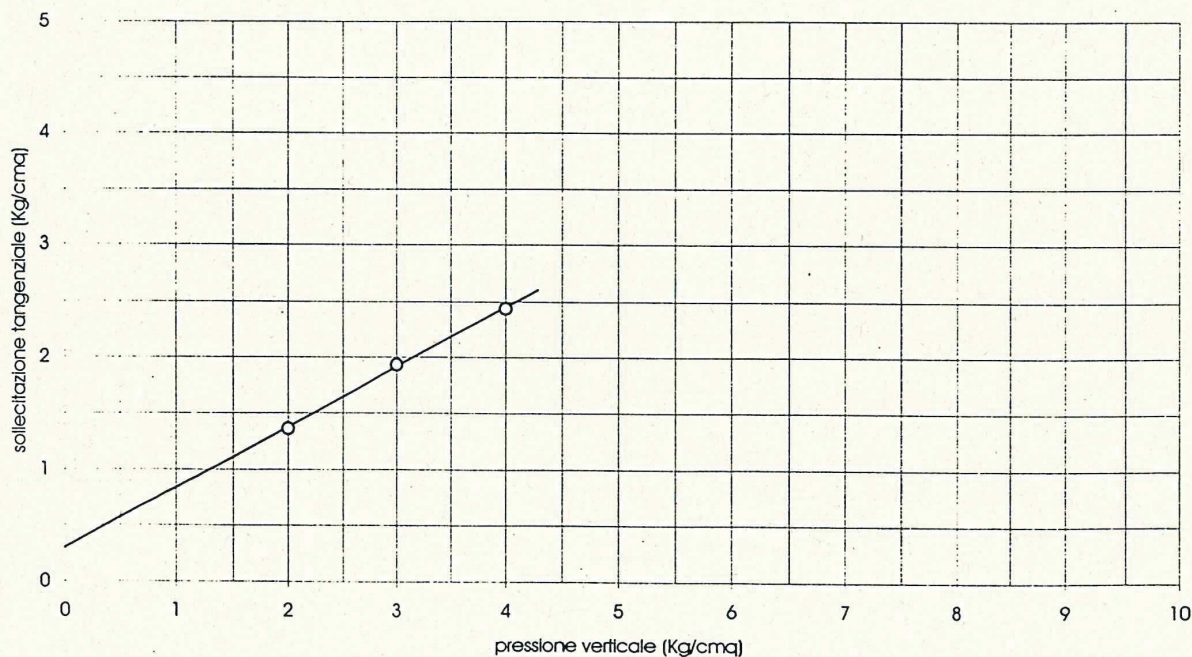
$\gamma_n = 2,13$

Angolo di resistenza al taglio ($^\circ$)

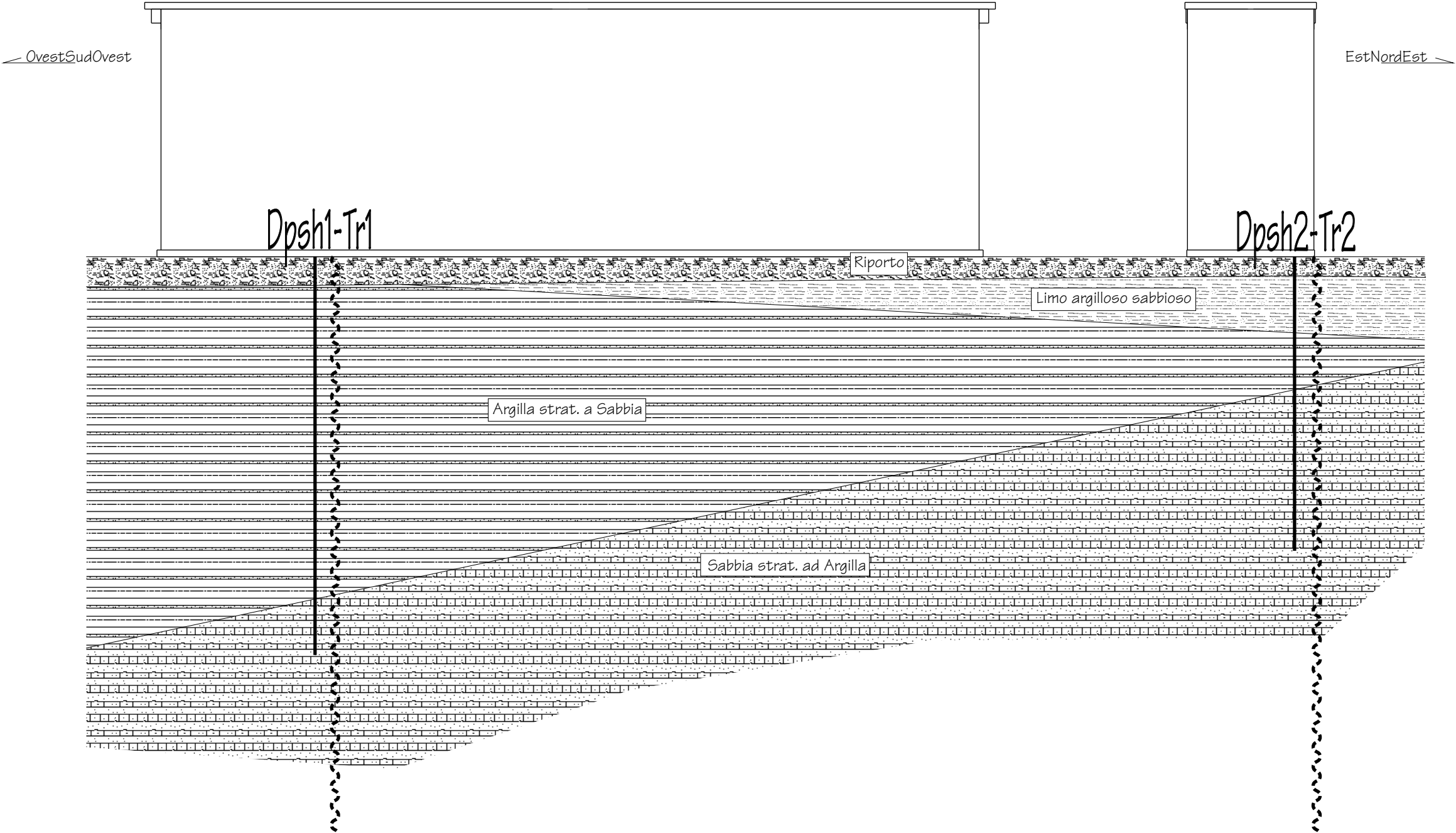
$\phi' = 28,3$

Coesione intercetta (Kg/cm^2)

$C' = 0,30$



Il Responsabile del Laboratorio
(dott. Geo. Francesco Pascarella)



Dott. Massimo Basili GEOLOGO Via Fratte, 73 63821 PORTO SANT'ELPIDIO (FM) tel.0734.992797 e-mail: basili.geologo@libero.it pec:basili.geologo@epap.sicurezzapostale.it	Oggetto: <i>Indagine sismica a stazione singola</i> Località: <i>Cimitero comunale, Massa Fermana (FM)</i> Data esecuzione rilievo: <i>04 Giugno 2018</i> <hr/> Committente: <i>Amministrazione Comunale di Massa Fermana</i>
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

INDAGINE SISMICA PASSIVA A STAZIONE SINGOLA

Progetto per l'ampliamento, lato Sud-Ovest, del cimitero comunale di Massa Fermana (FM)

Porto Sant'Elpidio, 15 Giugno 2018

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. 9
Oggetto della misura: Il microtremore sismico ambientale	pag. 9
La tecnica impiegata: Cenni storici	pag. 10

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 **$V_{s,eq}$** 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 $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$.

-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 di sedime della struttura da realizzare è stata condotta, in data *04 Giugno 2018*, un'indagine geofisica attraverso l'acquisizione di n.2 registrazioni a stazione singola, denominate Tr1 e Tr2, ubicate come da Planimetria Tav3 allegata in appendice, mentre è stata interpretata la sola prova Tr2 in quanto considerata maggiormente "risolutiva".

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.

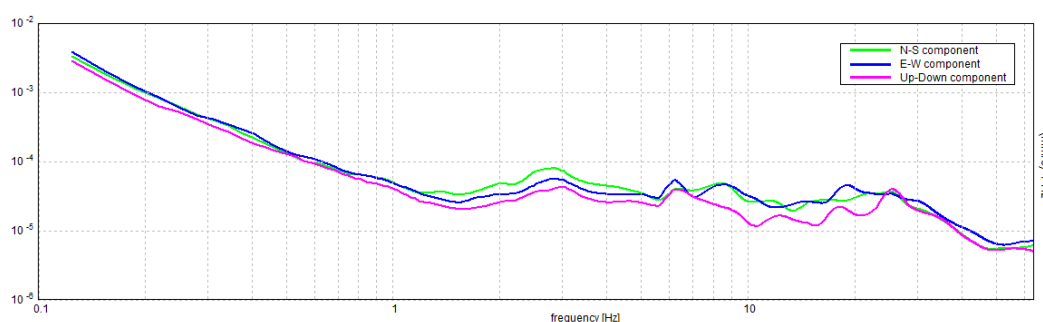


figura 1

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.

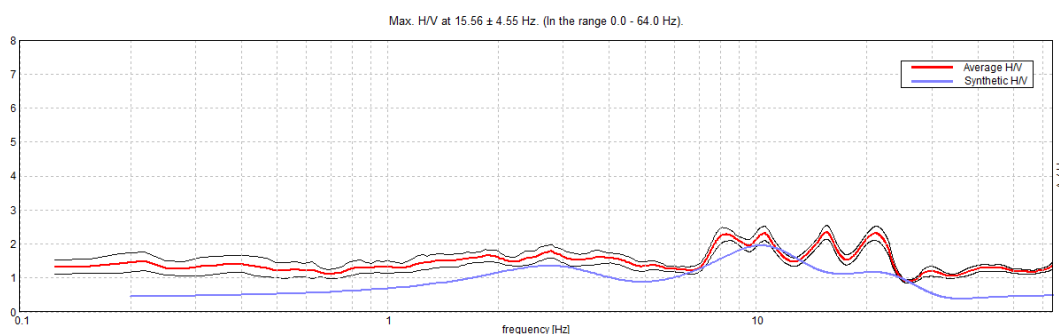


figura 2. Confronto tra la curva H/V sperimentale relativa al sito in oggetto (media in rosso e intervallo di confidenza al 95% in nero) e la curva H/V teorica ottenuta per il modello di sottosuolo di Tabella 1

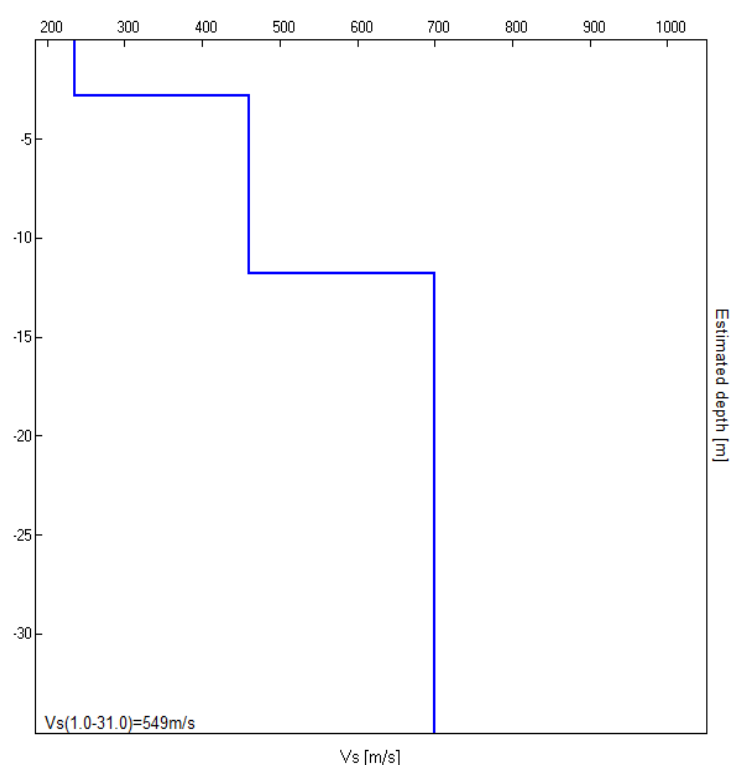


figura 3. Modello di velocità delle onde di taglio per il sito in oggetto.

Profondità	Spessore (m)	Vs (m/s)	Coefficiente di Poisson
2.80	2.80	235	0.35
11.80	9.00	460	0.45
59.80	48.00	700	0.45
inf.	0.00	1000	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 $V_{s,eq}$, 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 a partire da -1.00 mt dall'attuale piano di campagna, alla testa della fondazione profonda da realizzare, ottenendo:

$$V_{s_{equ}}(1.0-31.0) = 549 \text{ m/s}$$

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

Max. H/V at 15.56 ± 4.55 Hz (in the range 0.0 - 64.0 Hz).			
Criteria for a reliable HVSr curve (tutti e tre dovrebbero essere verificati)			
$f_0 > 10 / L_w$	15.56 > 0.50	OK	
$nc(f_0) > 200$	10582.5 > 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 748 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 $[f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f+) < A_0 / 2$	24.156 Hz	OK	
$A_0 > 2$	2.34 > 2	OK	
$f_{peak}[A_{H/V}(f) \pm sA(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.29244 < 0.05$		NO
$sf < e(f_0)$	4.55116 < 0.77813		NO
$sA(f_0) < q(f_0)$	0.2 < 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 $V_{s_{equ}}$ di **549 m/sec**, pertanto, alla luce dei risultati della sismica effettuata, nel caso il progettista volesse adottare la procedura semplificata per il dimensionamento dell'intervento 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 "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.*

Ovviamente, 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 delle singole opere in questione, 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 prossima a 8.0 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'imput su bedrock di riferimento. Ovviamente sarà 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. E' da tenere presente che le frequenze dei modi di vibrare delle strutture dipendono principalmente dalla loro altezza. Per edifici standard in c.a. relazioni tipiche sono date in Figura 4 relativamente al primo modo di vibrare.

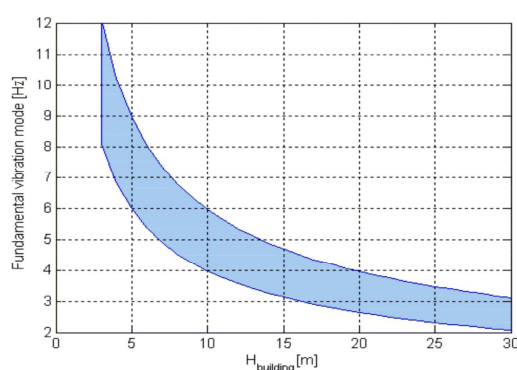


figura 4

Si osserva, in linea generale, che le frequenze superiori ai 10-12 Hz non interagiscono con i fabbricati civili e pertanto possono essere considerate, dal punto di vista ingegneristico come non significative. Al di sotto dei 10-12 Hz le frequenze fondamentali di risonanza del terreno, invece potrebbero cominciare ad interagire con quelle dei fabbricati in maniera inversamente proporzionale all'altezza degli stessi; ossia all'aumentare dell'altezza degli edifici diminuisce il valore della frequenza di vibrazione fondamentale degli stessi.

Porto Sant'Elpidio, 15 Giugno 2018

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.

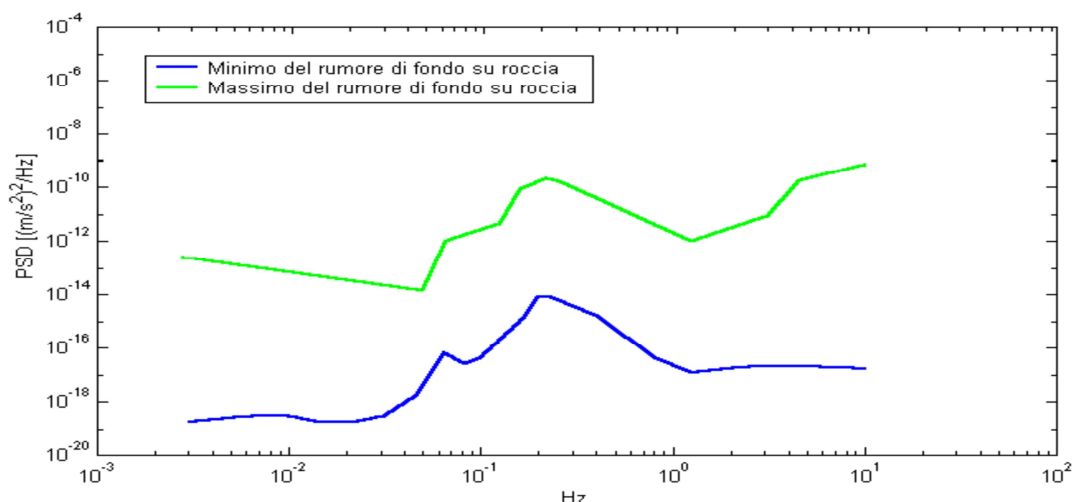


Figura 27. Modelli standard del rumore sismico massimo (in verde) e minimo (in blu) per la Terra secondo il servizio geologico statunitense (USGS). Gli spettri di potenza sono espressi in termini di accelerazione e sono relativi alla componente verticale del moto.

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: esecuzione prova penetrometrica dinamica super pesante Dpsh1



foto 2: esecuzione prova penetrometrica dinamica super pesante Dpsh2



foto 3: litotipo "a" Limo argilloso Sabbioso concrezionato riscontrato in affioramento sulla scarpata retrostante il cimitero (vedi mplanimetria allegata in appendice)



foto 4: litotipo "b" Argilla stratif. a Sabbia (form. marina) riscontrata in affioramento sulla scarpata retrostante il cimitero (vedi mplanimetria allegata in appendice)



foto 5: Sabbie appartenenti al litotipo "c" riscontrate sulle aste penetrometriche dopo l'esecuzione delle prove in situ.



foto 6: esecuzione rilievo sismico passivo con tecnica HGRV e registrazione mediante tromografo digitale.