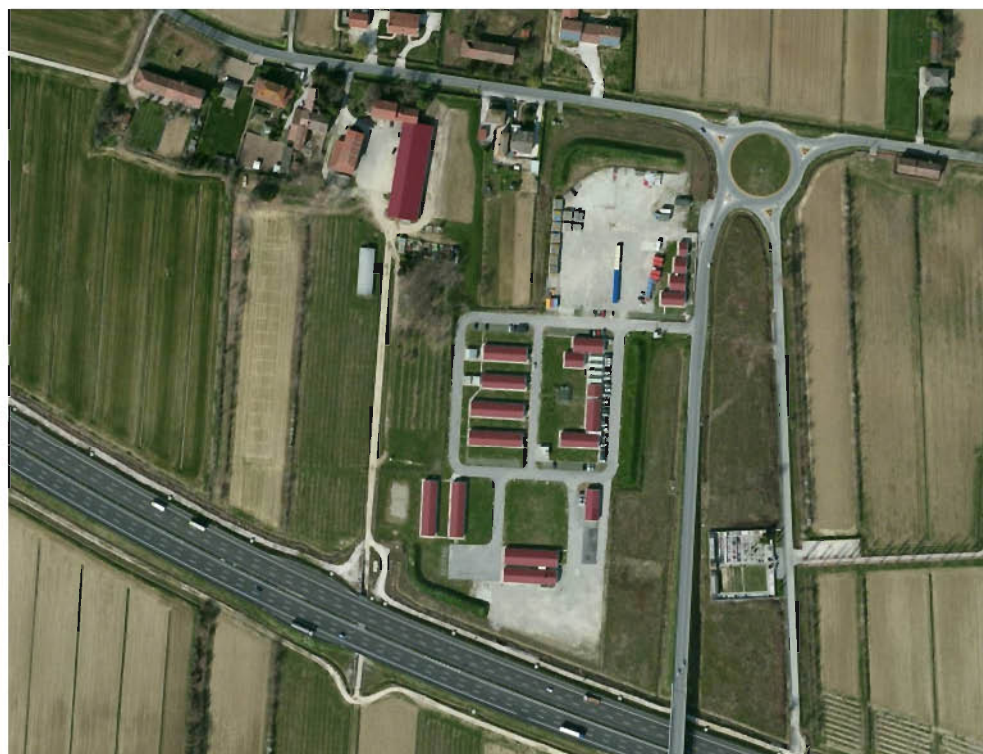


**PROVINCIA DI TREVISO
COMUNE DI MOGLIANO VENETO**



**RELAZIONE GEOLOGICO - TECNICA PER IL PROGETTO DEL
NUOVO CENTRO INTEGRATO SEDE DELLA PROTEZIONE
CIVILE REGIONALE E LABORATORI DI VENETO AGRICOLTURA
E FABBRICATI AD USO RICOVERO ATTREZZATURE**

**COMMITTENTE:
VENETO AGRICOLTURA**

n° documento
119/2012/S-GEO

Data
07/09/2012



INDICE

Capitolo	Pagina
1.PREMESSA	2
2.INQUADRAMENTO GENERALE E SISMICITA' DELL'AREA	4
3.ASSETTO GEOLOGICO DELL'AREA	8
4.METODOLOGIA E RISULTATI DELL'INDAGINE	11
4.1 <i>SONDAGGIO A ROTAZIONE</i>	11
4.2 <i>PROVE SPT</i>	14
4.3 <i>PROVA DI PERMEABILITA'</i>	17
4.4 <i>PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO</i>	20
4.5 <i>PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT</i>	22
4.6 <i>INDAGINE GEOFISICA</i>	30
5.DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI TERRENI	46
6.CARATTERISTICHE DEL PROGETTO	48
7.CONCLUSIONI	52



1.PREMESSA

Per incarico e su indicazione di “Veneto Agricoltura” è stata effettuata un’indagine geognostica finalizzata alla definizione delle caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni dell’area interessata dal progetto di realizzazione del “Nuovo Centro integrato sede della Protezione Civile regionale e laboratori di Veneto Agricoltura e fabbricati ad uso ricovero attrezzature”, in via Altinia nella località Bonisiolo - Comune di Mogliano Veneto (Tv).

L’indagine è stata svolta in ottemperanza a quanto disposto dal Decreto Ministeriale 14/01/2008, integrato dalla Circolare Ministeriale n° 617 del 02/02/2009, recante: “Nuove norme tecniche per le costruzioni” e relative istruzioni per la sua applicazione.

In tal senso sono state eseguite, da parte della Società Georicerche S.r.l., diciotto prove penetrometriche statiche di profondità variabile e un sondaggio a rotazione a campionamento continuo fino alla profondità di m. 15.00 da piano campagna. Sono stati, inoltre, eseguiti campionamenti per la determinazione in laboratorio delle caratteristiche geomeccaniche dei terreni.

Per gli aspetti di sismicità dell’area si è fatto riferimento alle Ordinanze della Presidenza del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20/03/2003 e n° 3519 del 28/04/2006.

L’indagine è stata inoltre predisposta in base alle “Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini” - AGI 1977.

I lavori sono iniziati in data 27 agosto 2012 e si sono conclusi in data 03 settembre 2012.



Alla presente relazione sono allegati:

- planimetrie con l'ubicazione dei sondaggi e delle prove effettuate (cert. n. 119/2012/S-PL1-PL2);
- tavola contenente la colonna stratigrafica con la descrizione dei terreni estratti nel corso dei sondaggi a rotazione, con la documentazione fotografica dei terreni attraversati (cert. n.119/2012/S-Sx);
- certificato relativo alle prove SPT realizzate nel corso dei sondaggi con i valori di N_{spt} (cert. n. 119/2012/S-SPT);
- certificato relativo all'esecuzione della prova di permeabilità eseguita durante il sondaggio a carotaggio (cert. n. 119/2012/S-LV);
- certificato relativo al prelievo dei campioni indisturbati di terreno prelevati per le prove di laboratorio geotecnico (cert. n. 119/2012/S-CI);
- certificati relativi alle prove penetrometriche eseguite, riportanti il diagramma che illustra l'andamento dei valori di resistenza alla punta (Q_c) e di attrito laterale locale (F_s) (cert. n. 119/2012/P -CPTx);
- tabelle di interpretazione delle prove penetrometriche contenenti l'interpretazione stratigrafica (Tabb. B), l'andamento del rapporto R_p/R_l (Tabb. C), alcune grandezze geotecniche calcolate in relazione ai dati prodotti dalla prova penetrometrica (Tabb. D), i diagrammi che illustrano l'andamento dei principali parametri geotecnici ricavati dai dati rilevati durante l'esecuzione dei sondaggi (Tabb. E);
- certificati relativi alle prove di laboratorio geotecnico eseguite sui campioni indisturbati prelevati durante il sondaggio.

I certificati allegati sono "copie conformi" degli originali depositati presso gli uffici della Georicerche S.r.l.

2. INQUADRAMENTO GENERALE E SISMICITA' DELL'AREA

Il territorio comunale di Mogliano Veneto si estende nella fascia meridionale della Provincia di Treviso che lambisce la laguna veneta. L'area si sviluppa ad una altitudine di circa 4 - 5 metri al di sopra del livello del mare, a nord del capoluogo e della frazione di Marcon.

Il territorio, nel suo complesso, è caratterizzato da una morfologia pianeggiante. L'aspetto del territorio è quello tipico di pianura, con vaste aree adibite alla coltivazione delimitate da una fitta rete di canali ad uso irriguo.



Dal punto di vista geologico, come si vedrà più estesamente, l'area è caratterizzata dalla presenza di una alternanza di livelli sabbiosi e livelli limoso – argillosi: sono terreni di origine alluvionale depositati dai principali corsi d'acqua, che hanno determinato eventi alluvionali che si sono succeduti nel tempo ed ora non più possibili essendo gli alvei arginati.

Dal punto di vista idrogeologico, l'area si inserisce nel contesto del sistema multifalda, caratterizzato cioè una sequenza di acquiferi alloggiati

negli strati sabbiosi profondi separati da livelli praticamente impermeabili (limoso-argillosi) che ostacolano gli scambi idrici in senso verticale. La prima falda, quella freatica, è di norma prossima al piano campagna.

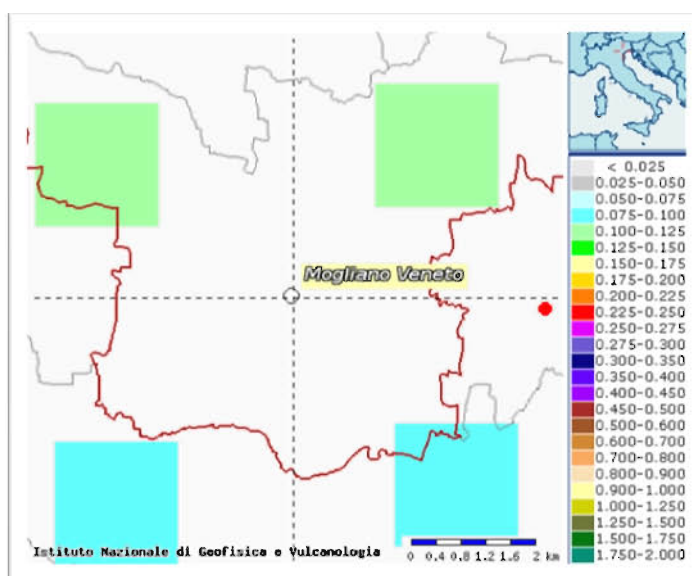
Dal punto di vista sismico, l'area di interesse è stata classificata a seguito dell'Ordinanza P.C.M. n° 3274 del 20.03.2003.

Il Comune non presenta rilevanti caratteristiche di sismicità, essendo appartenente alla zona n° 3.

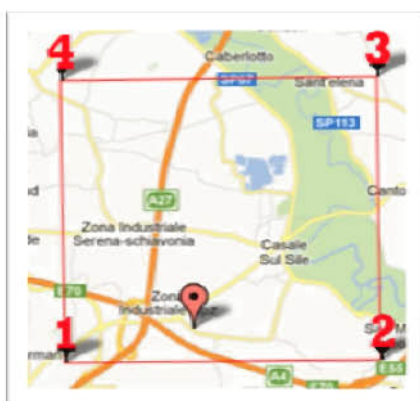
Dalla stessa circolare si evince che l'accelerazione orizzontale per le aree in zona n° 3 è da considerarsi compresa tra 0.05 g e 0.15 g.

In base al DM 14/01/2008 le verifiche del terreno di fondazione devono essere eseguite tenendo conto delle massime sollecitazioni che la struttura trasmette al terreno.

Sulla base delle mappe interattive dell'INGV, richiamate dal suddetto decreto, l'area di Mogliano Veneto è inseribile nella fascia distinta da un valore di accelerazione sismica orizzontale a_g , riferito a suoli rigidi caratterizzati da $V_{s,30} > 800$ m/s, compreso tra 0.100g e 0.125 g (valori riferiti ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni—mappa 50° percentile), quindi congruente a quelli già indicati a proposito della classificazione del Comune



Di seguito si riporta uno schema dei nodi di riferimento (riportato nella tabella 1 nell'Allegato B del D.M. 14 gennaio 2008) usati per la ricostruzione della mappa di pericolosità sopra riportata e la stima dei parametri spettrali di base



Nella seguente tabella si riportano di seguito i principali parametri sismici di base da considerare nelle valutazioni progettuali per quanto attiene alla sismicità. I parametri sono relativi ad una classe di edificio non strategico con normale affollamento.

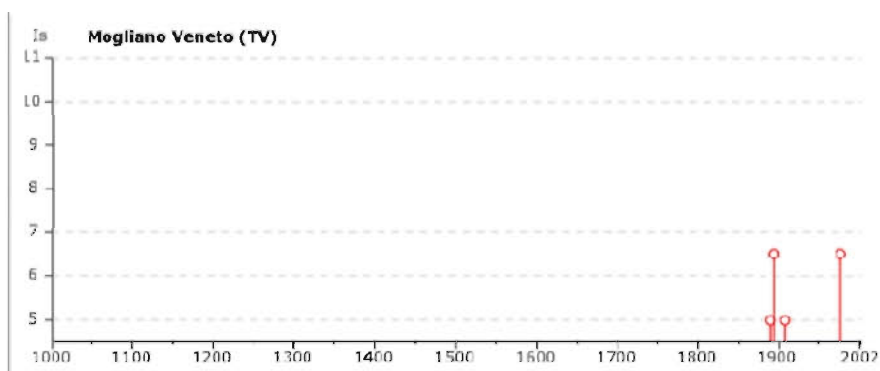
	T_r (anni)	a_g (g)	F_o	T_c (s)
SLO	30	0,033	2,570	0,220
SLD	50	0,040	2,581	0,260
SLV	475	0,105	2,543	0,351
SLC	975	0,138	2,558	0,372

Nel paragrafo relativo all'indagine sismica, si riportano tutti i dati necessari alla definizione della risposta sismica locale con i parametri riferiti invece ad un edificio considerato con funzioni pubbliche o strategiche importanti e i coefficienti sismici amplificati.

Si sono quindi ricercati i terremoti storici e l'analisi storica dall'anno 1000 in poi (Database Macrosismico Italiano 2011), ha evidenziato che non si sono verificati eventi sismici rilevanti che hanno interessato direttamente il territorio comunale. Si riportano tre eventi percepiti di intensità maggiore.

Anno	Is	Località
1891	5	Valle d'Ilasi
1895	6 – 7	Slovenia
1909	5	Bassa padana
1976	6 – 7	Friuli
1987	4	Reggiano

Di seguito il diagramma in forma temporale.



In base alla natura dei terreni rinvenuti nel corso dei sondaggi, ed all'indagine geofisiche, di seguito riportata, è possibile definire il sottosuolo costituito da depositi di terreni mediamente competenti (terreno tipo C). I valori di velocità delle onde S (V_{S30}) sono da considerarsi compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Sulla base della natura in parte coesiva dei terreni superficiali e sulla base dell'attività sismica storica, si può affermare che il rischio di liquefazione dei terreni di fondazione e di per sé molto contenuto.

A conferma di ciò, è stato utilizzato il metodo Sherif e Ishibashi, 1978 di verifica del potenziale di liquefazione che ha fornito esito negativo.

3.ASSETTO GEOLOGICO DELL'AREA

Come già descritto, l'area oggetto di intervento ha carattere essenzialmente alluvionale con forme pianeggianti che presentano quote attorno a 4 - 5 m rispetto al medio mare. L'area si estende nella fascia meridionale della pianura alluvionale trevigiana.

Le antiche forme del territorio di pianura non sono più riconoscibili perché nascoste dagli interventi antropici o modificate dagli interventi sulla rete fluviale.

Facendo esplicito riferimento alle tavole allegate alla documentazione del Piano di Assetto Territoriale comunale, l'area è interessata da una forma a dosso fluviale costituito da terreni leggermente più elevati rispetto alla pianura circostante per la maggiore energia deposizionale da parte del corso d'acqua con presenza di terreni a frazione più sabbiosa



CARTA GEOMORFOLOGICA – P.A.T.

Per quanto attiene alle caratteristiche geolitologiche dell'area, si riporta stralcio della cartografia tematica sempre allegata al P.A.T.



CARTA LITOLOGICA – P.A.T.

Come già descritto, si osserva una predominanza di terreni a granulometria fina e natura coesiva (limi e argilla in colore verde) e una struttura più sabbiosa in corrispondenza della forma a dosso (in colore giallo). In colore nero i terreni di riporto antropici.

Come accennato, sono state eseguite diciotto prove penetrometriche per la determinazione delle caratteristiche stratigrafiche dei terreni e dei principali parametri geotecnici.

Dalle indagini eseguite, ed in base a specifiche conoscenze del territorio oggetto di indagine, è possibile ricostruire la sequenza stratigrafica tipo, costituita da una fitta alternanza di strati sabbiosi e strati limoso – argillosi di spessore medio variabile da 1 a 3 m.

Sempre con riferimento agli elaborati del P.A.T., si riporta stralcio della Carta Idrogeologica. Questo elaborato evidenzia, oltre alla rete fluviale, le aree a possibile deflusso difficoltoso in concomitanza di eventi meteorici di particolare intensità. Una di queste aree (tratteggio orizzontale blu) interessa la parte settentrionale dell'area in oggetto. Con ogni probabilità il deflusso è reso difficoltoso e ostacolato dal rilevato stradale e dalla maggiore altezza a sud dei terreni.



CARTA IDROGEOLOGICA – P.A.T.I.

Dalle prove eseguite, la falda è risulta a profondità pari a m. 2.60 rispetto al piano campagna.

Di questi elementi di criticità si dovrà tenere conto nello sviluppo del progetto, con particolare riferimento al sistema di smaltimento delle acque superficiali che dovrà essere adeguatamente dimensionato.

4.METODOLOGIA E RISULTATI DELL'INDAGINE

L'indagine è stata predisposta in base alle "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini" - AGI 1977 applicando il concetto di volume significativo, definibile quale "massa di terreno entro il quale si risentono degli effetti dell'intervento", con particolare riferimento alle modifiche dello stato tensionale a seguito dell'applicazione del carico nei terreni di fondazione.

Nell'area riportata nella planimetria di Tav. A, sono state eseguite diciotto prove penetrometriche statiche spinte alla profondità massima di m. 30.0 da piano campagna e un sondaggio a rotazione a carotaggio continuo spinto alla profondità di m. 18.00.

4.1 SONDAGGIO A ROTAZIONE

Per eseguire il sondaggio è stata utilizzata una perforatrice idraulica modello MTC-800 con 1100 daNm di coppia max allestita su autocarro ASTRA 44.42.

Durante le operazioni di perforazione sono stati prelevati campioni rimaneggiati ordinati in cassette catalogatrici e un tecnico specializzato ha provveduto alla redazione della colonna stratigrafica ed alla documentazione fotografica.

I campioni di terreno prelevati sono stati classificati e descritti analiticamente nelle tavole allegate, le quali, oltre a rappresentare le





successioni dei terreni attraversati, riportano anche le profondità delle prove S.P.T. effettuate, dei campioni prelevati nonché tutti i dati relativi al sondaggio (\emptyset carotiere, rivestimento etc.).

Il sondaggio è stato realizzato con carotiere semplice \emptyset 101 mm (carote da 86 mm) per i terreni sciolti e vista la natura dei terreni si è provveduto al rivestimento provvisorio del foro mediante utilizzo di tubi di rivestimento in acciaio \emptyset 127 mm, con lunghezza di ogni elemento pari a 1,50 m e con scarpa ad inserti in vidia.

La stratigrafia, rinvenuta nel corso del sondaggio, si può leggere in dettaglio nei certificati allegati: i primi cinque metri sono caratterizzati da una fitta alternanza di terreni argillosi e terreni sabbiosi a consistenza da mediocre a media. Dalla profondità di m. 5.00 alla profondità di m. 8.20 sono presenti terreni sabbiosi con frazione limosa e granulometria crescente con la profondità.

Da questa profondità fino a m. 10.50 è presente argilla a tratti organica che fa da passaggio ad una fitta alternanza di strati centimetrici di limi argillosi e sabbia limosa fino a m. 14.00 da piano campagna.

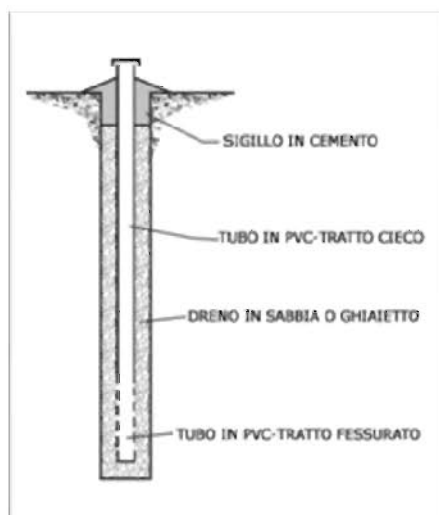
Quindi è presente limo argilloso con intercalazioni organiche fino a fine indagine (m. 18.00 da piano campagna).

Al termine delle operazioni di perforazione, il foro di sondaggio è stato attrezzato con una camicia in PVC adeguatamente microfessurata, avente diametro int. 51.5 mm – ext. 60 mm.

In corrispondenza della parte fessurata, l'intercapedine tra la parete del foro ed il piezometro è stata riempita con un dreno composto da ghiaia silicea calibrata, mentre la parte sommitale dell'intercapedine, in corrispondenza del tratto cieco, è stata sigillata con una miscela di cemento e bentonite.

Il piezometro è stato attrezzato secondo lo schema riportato nella tabella sottostante:

Piezometro	S1
Cieco da m a m	0.00÷3.00
Fessurato da m a m	3.00÷18.00



All'interno del piezometro installato, si è riscontrata la presenza di acqua di falda alla profondità di circa m. 2.60 da p.c.

In seguito all'installazione dei piezometri si sono eseguite due letture del livello di falda.

L'installazione della strumentazione permetterà di eseguire misure in futuro.

4.2 PROVE SPT

Nel corso dei sondaggio, sono state eseguite alcune prove S.P.T. (Standard Penetration Test) mediante utilizzo di dispositivo Nenzi. Questa prova permette la determinazione delle caratteristiche di consistenza dei terreni rinvenuti e consiste nell'infiggere a fondo foro un campionatore di dimensioni standardizzate (Campionatore Raymond) per una profondità di tre tratte di misura pari a 150 mm ciascuna, conteggiando il numero di colpi necessario all' infissione di ciascuna tratta (N1-N2-N3); si misura così la resistenza che il terreno stesso offre alla penetrazione dinamica.

La somma del numero di colpi (N) necessario per una penetrazione della punta nelle ultime due tratte (N2+N3) è il dato assunto come indice della resistenza alla penetrazione (NSPT).

Se i colpi necessari all'infissione, delle ultime due tratte, risultano superiori a 50 si considera la prova a rifiuto (R).



Campionatore Raymond



Di seguito si riportano le caratteristiche del sistema di infissione:

Peso maglio:	63.5 Kg
Corsa caduta maglio:	760 mm
Diametro esterno campionatore:	51 mm
Lunghezza campionatore:	457 mm

La tabella sottostante riassume i valori NSPT misurati alle rispettive profondità:

Sondaggio	Profondità	Punta	N° Colpi	N _{SPT}
S1	3.00-3.45	Aperta	3-5-6	11
S1	6.00-6.45	Aperta	4-6-8	14
S1	12.00-12.45	Aperta	6-5-18	23
S1	15.00-15-45	Aperta	13-16-16	32
S1	18.00-18.45	Aperta	12-22-21	43

I risultati delle prove S.P.T. sono stati elaborati e correlati empiricamente con i parametri geotecnici del terreno per creare i modelli geotecnici sotto riportati.

I valori di NSPT sono stati dapprima normalizzati per tener conto dell'influenza della delle caratteristiche del sistema di battitura, della lunghezza delle aste e del diametro del foro arrivando ad ottenere un valore N₆₀ secondo la formula di Ghionna-Robertson 1987:

$$N_{60} = N_{SPT} ER/60 \times C_s \times C_r \times C_d$$

ove:

- ER/60: rendimento del sistema di infissione, normalizzato al 60% del valore teorico massimo. Il sistema utilizzato (Nenzi) garantisce un sistema di rendimento pari a circa 0.60, quindi non viene effettuata nessuna correzione considerando il parametro uguale a 1



- $C_s = 1.2$ Fattore di correzione legato all' assenza di controcamicia interna del tubo campionatore
- C_r = Fattore di correzione legato alla lunghezza delle aste

Lunghezza aste (m)	3-4	4-6	6-10	>10
C_r	0.75	0.85	0.95	1

- $C_d = 1$ per diametro del foro di sondaggio compreso tra 65 e 113 mm.

Oltre alle correzioni già viste si è corretto il valore di N_{SPT} alla pressione del terreno sovrastante, riferendoli ad un valore unitario della pressione litostatica efficace $\sigma_{v0}'=0,1$ MPa, utilizzando la seguente formula suggerita da Jamiolkowski (1985):

$$N1_{60} = C_n \cdot N_{60}$$

ove

N_{60} = numero di colpi normalizzato al sistema di battitura

$N1_{60}$ = numero di colpi normalizzato alla pressione litostatica

$$C_n = 1/(\sigma_{v0}')^{0,56}$$

La tabella sottostante riporta quindi i valori di NSPT normalizzati tenendo conto della pressione litostatica efficace e delle caratteristiche del sistema di battitura:

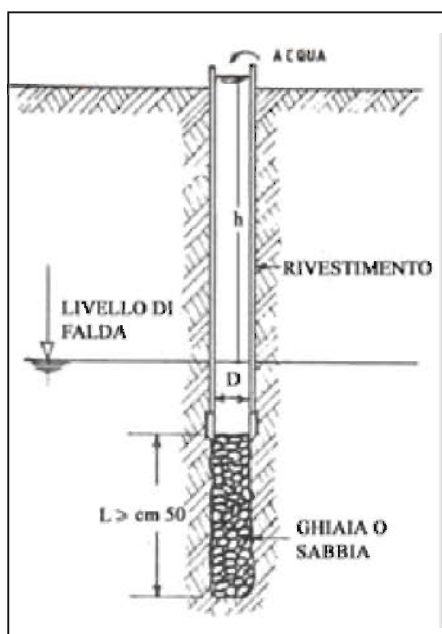
Sondaggio	Profondità	$N1_{60}$
S1	3.00-3.45	10
S1	4.50-4.95	12
S1	6.00-6.45	11
S1	7.50-7.95	9
S1	9.00-9.45	10

4.3 PROVA DI PERMEABILITA'

Per una valutazione delle caratteristiche di permeabilità dei terreni, attraversati nel corso del sondaggio, è stata eseguita una prova di permeabilità tipo “Lefranc” a carico variabile.

Nelle prove a carico variabile si misura la velocità di riequilibrio del livello idrostatico dopo averlo alterato immettendo acqua in foro; correlando quindi la velocità di discesa dell'acqua con parametri legati alla geometria del tratto di prova si riesce a ricavare un valore medio del coefficiente di permeabilità dei terreni interessati dalla prova.

Il foro di sondaggio viene preparato come illustrato nella figura seguente.



Prova di permeabilità a carico variabile con foro rivestito e tratto finale stabilizzato con ghiaia o sabbia

I risultati ottenuti, esposti in forma tabellare ed in forma grafica sono riportati nelle tavole allegate, dove si riporta anche il calcolo della permeabilità.



Per il calcolo della permeabilità K , espressa in m/s è stata utilizzata la seguente espressione derivata dalla legge di Darcy (1856):

$$K = \frac{A_F}{C \cdot (t_1 - t_0)} \cdot \ln(h_{i_0} / h_{i_1})$$

dove:

A_F = area del foro (m^2)

$$C = \frac{3\pi L}{\ln \left[1.5 \frac{L}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{1.5L}{D} \right)^2} \right]} = \text{coefficiente di forma del foro (m)}$$

dove L è la lunghezza del tratto di prova e D il diametro interno del foro.

$t_1 - t_0$ = intervallo di tempo che intercorre tra due misure (s).

h_t = carico idraulico nel foro misurato nel momento t (m).

Il carico idraulico si considera come l'altezza della colonna d'acqua presente dal livello di falda alla bocca pozzo.

Nella tabella seguente, invece si riporta il valore di permeabilità ottenuto dalla varie prova:

Sondaggio	Tratto di prova (m da p.c.)	Tipo di prova	K (m/s)
S1	6.50-6.70	variabile	1,903E-05



Si osserva che la prova ha evidenziato una permeabilità di circa 10^{-6} m/s che, come si può osservare dalla tabella sottostante, risulta tipica di terreni a matrice sabbiosa e limoso-sabbiosa.

Tipo di terreno	K (m/s)
Ghiaia pulita	$10E-2 \div 1$
Sabbia pulita, sabbia e ghiaia	$10E-05 \div 10E-2$
Sabbia molto fine	$10E-06 \div 10E-4$
Limo	$10E-08 \div 10E-6$
Argilla omogenea al di sotto della falda	$<10E-9$
Argilla sovraconsolidata fessurata	$10E-08 \div 10E-4$

*Valori orientativi dal coefficiente di permeabilità(K)
nei diversi terreni (R. Lancellotta 1987)*

I risultati delle prova eseguita sono visibili nel dettaglio nelle tavole allegate.



4.4 PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

Per una completa caratterizzazione dei terreni presenti nell'area, durante le operazioni di sondaggio, sono stati prelevati due campioni indisturbati per mezzo di un campionatore a pareti sottili ad azionamento idraulico di tipo aperto (Osterberg). Nella tabella che segue si riportano le profondità di prelievo dei campioni oggetto di analisi, nelle tavole stratigrafiche si possono vedere le profondità di prelievo di tutti i campioni prelevati.

Sondaggio	Tipo	Sigla	Profondità
S1	indisturbato	S1-A	1.30 – 2.00
S1	indisturbato	S1-B	9.40 – 9.90

I campioni da sottoporre ad analisi, in accordo con la committenza, sono stati inviati, come detto, al laboratorio geotecnico Geodata s.a.s. per l'esecuzione delle prove di seguito elencate ed i cui risultati sono riportati nelle tavole allegate:

- estrusione del campione e successiva classificazione geotecnica visiva con il rilievo della resistenza al penetrometro tascabile (P.P. in kg/cm^2) ed al Torvane (TORV. In kg/cm^2);
- determinazione del contenuto naturale d'acqua;
- determinazione del peso di volume (g/cm^3);
- determinazione del peso specifico (g/cm^3);
- determinazione dei limiti di Atterberg;
- analisi granulometrica;
- prova di taglio diretto

Nella tabella sottostante vengono sinteticamente mostrati i risultati delle prove di laboratorio e le interpretazioni conseguenti.



Campione		S1-A	S1-B
Profondita'		1.30-2.00	9.40-9.90
Classificazione geotecnica Uni 10006		Limo argilloso di colore grigio	Argilla grigia con sottili lamine limose
Pocket Penetrometer	P.P. kPa	78-118-216-235	59-78-137-157
Torvane	Torv kPa	32-37	25-27-29-32
Contenuto nat. acqua	w %	20.8	26.0
Peso unità di vol.	γ kN/m ³	20.23	19.59
Peso spec. grani	γ_s kN/m ³	26.96	27.04
Limiti di Atterberg	WL %	25	54
	WP %	19	21
	IP %	6	33
Analisi granulometrica con vagliatura	< 2.0 mm %	100.0	100.0
	< 0.425 mm %	99.3	100.0
	< 0.075 mm	78.3	99.9
Prova di taglio	Φ'	36.8°	21.9
	Cu kPa	5	7

4.5 PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT

Per la corretta esecuzione delle prove penetrometriche, è stato utilizzato un penetrometro olandese A.P. Van denBerg da 20 ton autoancorante, montato su camion Mercedes 4x4.



La prova CPT consiste nell'infiggere nel terreno una punta strumentata ad una velocità costante di avanzamento pari a 2 cm/s, per mezzo di un dispositivo di spinta.

In base alla misura della pressione necessaria all'avanzamento della punta e della resistenza laterale generata dal manicotto, si misurano i seguenti valori:

R_p = resistenza di punta

R_l = attrito laterale



La punta utilizzata è caratterizzata da un'area di base del cono pari a 10 cm^2 , mentre l'area laterale del manicotto di attrito è pari a 150 cm^2 .

Tali caratteristiche costruttive rispondono a quanto riportato nelle normative tecniche internazionali.

Nelle tavole allegate sono riportati in forma di diagramma e numerica i valori misurati durante le prove, con una interpretazione stratigrafica (sec. Begemann) che definisce i litotipi attraversati.

Poiché alla lettura un diagramma penetrometrico può presentare delle indeterminazioni circa le suddivisioni in cui un profilo può essere scomposto secondo strati con caratteristiche facilmente individuabili a fini pratici, si è ritenuto di dover schematizzare i diagrammi degli andamenti dei valori di R_p elencandoli nelle tabelle di seguito riportate:

CPT 1 (prof. raggiunta m. 30.0)

Strato n.	1	2	3
Profondità m da-a	p.c.-5.6	5.8-9.0	9.0-17.2
R_p medio Kg/ cm^2	19	120	25

Strato n.	4	5
Profondità m da-a	17.4-20.2	20.4-30.0
R_p medio Kg/ cm^2	80	30

CPT 2 (prof. raggiunta m. 15.0)

Strato n.	1	2	3
Profondità m da-a	p.c.-5.4	5.6-9.0	9.0-15.0
R_p medio Kg/ cm^2	20	60	25



CPT 3 (prof. raggiunta m. 7.2 rifiuto strumentale)

Strato n.	1	2
Profondità m da-a	p.c.-5.6	5.8-9.0
Rp medio Kg/ cm ²	25	> 150

CPT 4 (prof. raggiunta m. 30.0)

Strato n.	1	2	3
Profondità m da-a	p.c.-4.0	4.2-5.2	5.4-9.0
Rp medio Kg/ cm ²	40	10	100

Strato n.	4	5
Profondità m da-a	9.2-11.0	11.2-30.0
Rp medio Kg/ cm ²	18	50

CPT 5 (prof. raggiunta m. 15.0)

Strato n.	1	2	3
Profondità m da-a	p.c.-3.4	3.6-5.2	5.4-8.4
Rp medio Kg/ cm ²	35	15	100

Strato n.	4
Profondità m da-a	8.6-15.0
Rp medio Kg/ cm ²	45

CPT 6 (prof. raggiunta m. 15.0)

Strato n.	1	2	3
Profondità m da-a	p.c.-4.8	5.0-8.6	8.8-10.4
Rp medio Kg/ cm ²	30	15	80



Strato n.	4
Profondità m da-a	10-6-15.0
Rp medio Kg/ cm ²	35

CPT 7 (prof. raggiunta m. 15.0)

Strato n.	1	2	3
Profondità m da-a	p.c.-4.0	4.2-7.8	8.0-15.0
Rp medio Kg/ cm ²	25	90	35

CPT 8 (prof. raggiunta m. 15.0)

Strato n.	1	2	3
Profondità m da-a	p.c.-4.4	4.6-7.6	7.8-15.0
Rp medio Kg/ cm ²	20	100	30

CPT 9 (prof. raggiunta m. 15.0)

Strato n.	1	2	3
Profondità m da-a	p.c.-4.2	4.4-8.0	8.2-10.2
Rp medio Kg/ cm ²	20	80	18

Strato n.	4
Profondità m da-a	10.4-15.0
Rp medio Kg/ cm ²	35

CPT 10 (prof. raggiunta m. 15.0)

Strato n.	1	2	3
Profondità m da-a	p.c.-5.2	5.2-8.0	8.2-15.0
Rp medio Kg/ cm ²	30	90	25



CPT 11 (prof. raggiunta m. 15.0)

Strato n.	1	2	3
Profondità m da-a	p.c.-3.0	3.2-3.8	4.0-7.0
Rp medio Kg/ cm ²	45	17	90

Strato n.	4	5
Profondità m da-a	7.2-12.0	12.2-15.0
Rp medio Kg/ cm ²	20	60

CPT 12 (prof. raggiunta m. 15.0)

Strato n.	1	2	3
Profondità m da-a	p.c.-8-0	8.2-11.6	11.8-15.0
Rp medio Kg/ cm ²	45	20	70

CPT 13 (prof. raggiunta m. 15.0)

Strato n.	1	2	3
Profondità m da-a	p.c.-6.0	6.2-9.0	9.2-10.4
Rp medio Kg/ cm ²	16	45	18

Strato n.	4
Profondità m da-a	10.6-15.0
Rp medio Kg/ cm ²	30

CPT 14 (prof. raggiunta m. 15.0)

Strato n.	1	2	3
Profondità m da-a	p.c.-5.6	5.8-9.0	9.2-15.0
Rp medio Kg/ cm ²	17	120	35



CPT 15 (prof. raggiunta m. 15.0)

Strato n.	1	2	3
Profondità m da-a	p.c.-3.8	4.0-5.6	5.8-8.8
Rp medio Kg/ cm ²	40	17	50

Strato n.	4
Profondità m da-a	9.0-15.0
Rp medio Kg/ cm ²	30

CPT 16 (prof. raggiunta m. 15.0)

Strato n.	1	2	3
Profondità m da-a	p.c.-4.0	4.2-5.6	5.8-9.0
Rp medio Kg/ cm ²	25	10	80

Strato n.	4
Profondità m da-a	9.2-15.0
Rp medio Kg/ cm ²	30

CPT 17 (prof. raggiunta m. 15.0)

Strato n.	1	2	3
Profondità m da-a	p.c.-3.8	4.0-5.6	5.8-8.8
Rp medio Kg/ cm ²	30	12	90

Strato n.	4	5
Profondità m da-a	9.0-10.8	11.0-15.0
Rp medio Kg/ cm ²	15	25



CPT 18 (prof. raggiunta m. 15.0)

Strato n.	1	2	3
Profondità m da-a	p.c.-3.8	4.0-5.6	5.8-8.8
Rp medio Kg/ cm ²	32	11	102

Strato n.	4	5
Profondità m da-a	9.0-10.8	11.0-15.0
Rp medio Kg/ cm ²	14	31

Il sottosuolo dell'area di indagine è caratterizzato da una fitta alternanza di livelli sabbiosi e livelli limoso – argillosi di spessore variabile.

In generale, le prove mettono in luce poca disomogeneità orizzontale nelle verticali eseguite.

Si osserva da nord verso sud (dalla CPT1 alla CPT 9) una tendenza ad una più marcata definizione dei livelli, distinguendo meglio quelli argillosi da quelli sabbiosi.

Le potenze delle formazioni attraversate possono essere facilmente esaminate nella tabella B che illustra le interpretazioni granulometriche, definite, secondo Begemann, in base ai valori di RP ed in base al rapporto Rp/RI (Tab. C).

Le caratteristiche meccaniche degli strati, secondo i dati ricavati dalla prova penetrometrica, (Tab. D ed E) possono essere così riassunte:

- coesione non drenata, valutata negli strati di natura coesiva, generalmente variabile tra 0.2 Kg/cm² e 0.8 Kg/cm²;
- angolo d'attrito variabile tra 26° e 35° negli strati di natura granulare;
- modulo edometrico generalmente variabile da 5 a 50 Kg/cm² e tipico di materiali comprimibili per quanto riguarda i terreni di natura coesiva; mentre varia da 70 a 200 Kg/cm², nel caso di materiali di natura granulare e quindi caratteristico di terreni da comprimibili a poco comprimibili.



Per la determinazione della pressione litostatica efficace che compare nel calcolo di alcuni parametri geotecnici, si è posto il livello della falda compreso tra 2.40 e 2.60 m da piano campagna.



4.6 INDAGINE GEOFISICA

4.6.1 PREMESSA

Al fine della determinazione delle caratteristiche sismo-stratigrafiche dei terreni dell' area oggetto di indagine è stato eseguito uno studio geofisico avente come scopo l'elaborazione di un modello geofisico per il corpo investigato, con la ricostruzione di un profilo Vs 30 conforme OPCM 3274 del 2003 e succ. integrazioni, ordinanza 3519 del 28/04/2006, DM 14/09/2005 – DM 14/01/2008 ed Eurocodice 7-8.

Nell'area del fabbricato 3 è stata eseguita un' indagine tomografica del rumore sismico, mentre nell' area dei fabbricati 1 e 2 si è eseguita una sismica attiva tipo Masw.

Questi metodi di esplorazione geofisica consistono nella determinazione delle velocità sismiche dei vari strati del sottosuolo caratterizzati da diverse caratteristiche fisico – meccaniche e consentono di fornire un dati sulla risposta sismica locale dell'area di indagine.

4.6.2 CENNI SULLE TECNICHE SISMICHE UTILIZZATE: SISMICA ATTIVA MASW E INDAGINE TROMOGRAFICA

Questi metodi di esplorazione geofisica consistono nella determinazione delle velocità sismiche dei vari strati del sottosuolo caratterizzati da diverse caratteristiche fisico - meccaniche.

Sismica attiva Masw

La procedura Masw è basata sulla determinazione della velocità delle onde di superficie. Considerando che le onde di Rayleigh campionano uno spessore di sottosuolo proporzionale alla lunghezza d'onda λ , è ragionevole ritenere di poter risalire alla rigidità dei terreni dalla legge di variazione della V_r con λ (curva di dispersione). Dal punto di vista sperimentale l'acquisizione masw viene eseguita con una metodologia simile alla tecnica sismica a rifrazione. La differenza sostanziale viene dalla configurazione geometrica dei ricevitori, in genere i geofoni (minimo 12-24) vengono spazati di 1, 2 o 3

metri, aventi una frequenza di campionamento pari a 4.5 Hz. Essendo una tecnica attiva in presenza di una sorgente polarizzata, l'acquisizione masw risulta comunque possibile, essendo un metodo che utilizza una generazione energetica attiva per creare le onde sismiche, applicando le migliori metodologie di acquisizione sismica (filtri ecc.) che i moderni sismografi consentono.



Stendimento Masw

Tromografia Hvsr

Le misure a stazione singola del tremore sismico consentono, attraverso l'analisi dei rapporti spettrali, di ottenere immediatamente, come misura diretta, la frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo, direttamente correlabile al periodo di oscillazione proprio del sito.

La frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo è un parametro la cui correlazione con gli effetti di sito è ben più significativa di quella del Vs30 per quanto riguarda i fenomeni di amplificazione sismica locale.

Inoltre, le misure di microtremore a stazione singola, opportunamente invertite, permettono anche di avere conferme su dati stratigrafici superficiali e sui valori di Vs30.

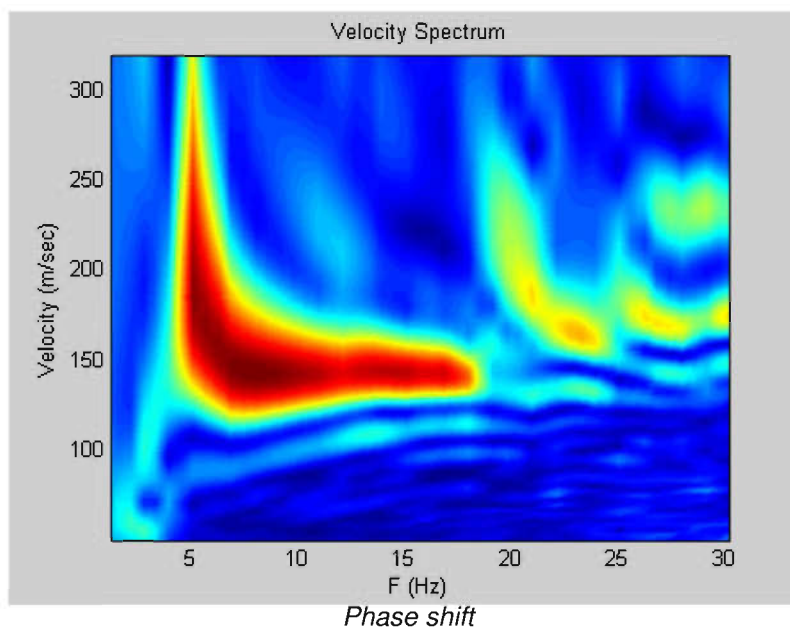


Tomografo

4.6.3 INTERPRETAZIONE MASW

Le tecniche sopra descritte differenziano per la metodologia di acquisizione del dato di campagna, mentre la tecnica di elaborazione risulta molto simile, di seguito brevemente descritta:

Il primo passo nell'elaborazione prevede la definizione della curva di dispersione la quale gode di una certa "variabilità" giustificata nell'influenza sulle misure dalla distanza dei ricevitori, posizione della sorgente e il volume di terreno campionato. Il secondo passo consiste nell'inversione della curva di dispersione, al fine di individuare quale sia il profilo di rigidezza che riproduce la curva sperimentale. I modelli di analisi adoperati sono molteplici, mentre il metodo utilizzato per ottenere lo spettro delle velocità e l'inversione della curva di dispersione nel presente lavoro si basa sul metodo phase shift utilizzando la tecnica di calcolo degli algoritmi genetici .



Operazioni di acquisizione dati

I profili sismici vengono eseguiti disponendo sul terreno una serie di sensori (geofoni), posti ad intervallo costante, collegati ad un sismografo mediante un cavo multipolare.

Dopo l'allestimento del dispositivo di ricezione si provvede a generare artificialmente (sismica attiva), vibrazioni impulsive in corrispondenza di punti prestabiliti lungo i profili: nello stesso istante di partenza della vibrazione viene trasmesso al sismografo il comando di avvio della registrazione (trigger). Da questo istante inizia l'acquisizione digitale, con campionamento ad intervallo costante e predeterminato, dei segnali ricevuti dai sensori.

Tale tecnica ha soddisfatto pienamente la normativa sismica vigente, fornendo come di seguito descritto, un'ottima risoluzione nei primi 30 metri p.c. delle onde Vs ed ha raggiunto una profondità di indagine tale da individuare il substrato roccioso.



Lavoro di campagna

Le misure di campagna sono state eseguite nel mese di Settembre 2012 è stato eseguito uno stendimento, con tecnica Masw per il calcolo della Vs 30 con le seguenti caratteristiche tecniche:

1. **Sismografo utilizzato:** sismografo digitale ECHO 12-24 2002 della AMBROGEO srl caratterizzato da 24 canali di acquisizione digitale con dinamica a 16 bit e campionamento del segnale ad intervalli di 130 microsecondi e filtro analogico Low Pass a 50 Hz.
2. **Numero geofoni:** 24 cad. con frequenza propria 4.5 Hz distanza geofonica 2.0 m;
3. **Acquisizione** a 7651 Hz per 1 sec.
4. **Numero profili:** 1 masw;
5. **Tiri:** n. 4 cad profilo masw 1 .
 - i. Tiro n. 1 eseguito – 2.0 metri dal geofono n. 1 con finestra di acquisizione pari a 1000 millisecondi;
 - ii. Tiro n. 2 eseguito – 4.0 metri dal geofono n. 1 con finestra di acquisizione pari a 1000 millisecondi
 - iii. Tiro n. 3 eseguito – 6.0 metri dal geofono n. 1 con finestra di acquisizione pari a 1000 millisecondi
 - iv. Tiro n. 4 eseguito – 8.0 metri dal geofono n. 1 con finestra di acquisizione pari a 1000 millisecondi
 - v. Tiro n. 5 eseguito – 10.0 metri dal geofono n. 1 con finestra di acquisizione pari a 1000 millisecondi
 - vi. Tiro n. 6 eseguito – 12.0 metri dal geofono n. 1 con finestra di acquisizione pari a 1000 millisecondi
6. **Lunghezza singolo profilo:** 60 metri;
7. **Sorgente utilizzata:** Mazza battente kg 10 con trigger (dispositivo per il comando di avvio della registrazione);

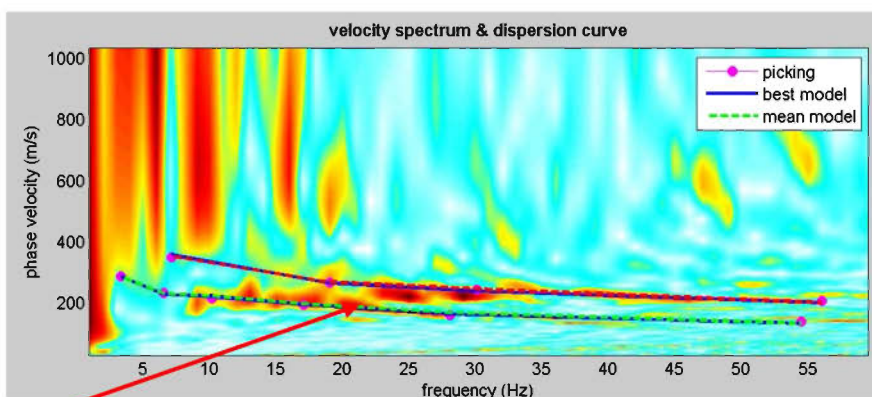
8. **Energia utilizzata:** numero 1 colpo (masw) di mazza per tiro;

Interpretazione dati

Su ognuna di tali acquisizioni è stata eseguita un'analisi ω - p (trasformata τ - p & trasformata di Fourier) al fine di discriminare l'energia associata alle onde di Rayleigh.

L'inversione della curva di dispersione con il metodo phase shift utilizzando la tecnica di calcolo degli algoritmi genetici .

Si riportano, sotto, i grafici ad isolinee sui quali è identificata la curva di dispersione delle onde di Rayleigh.



Modo fondamentale

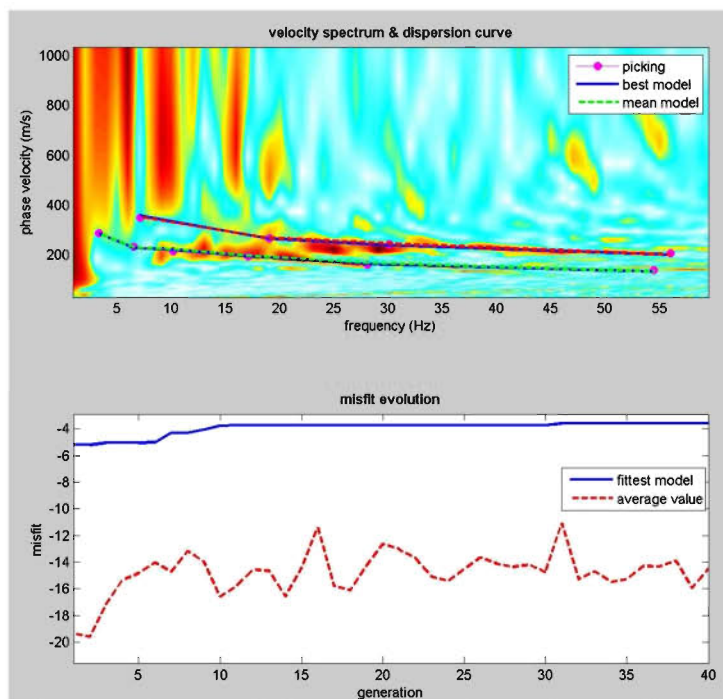
MASW 1 : Grafici ad Isolinee nel dominio velocità di fase – frequenza.

Analisi curva di dispersione:

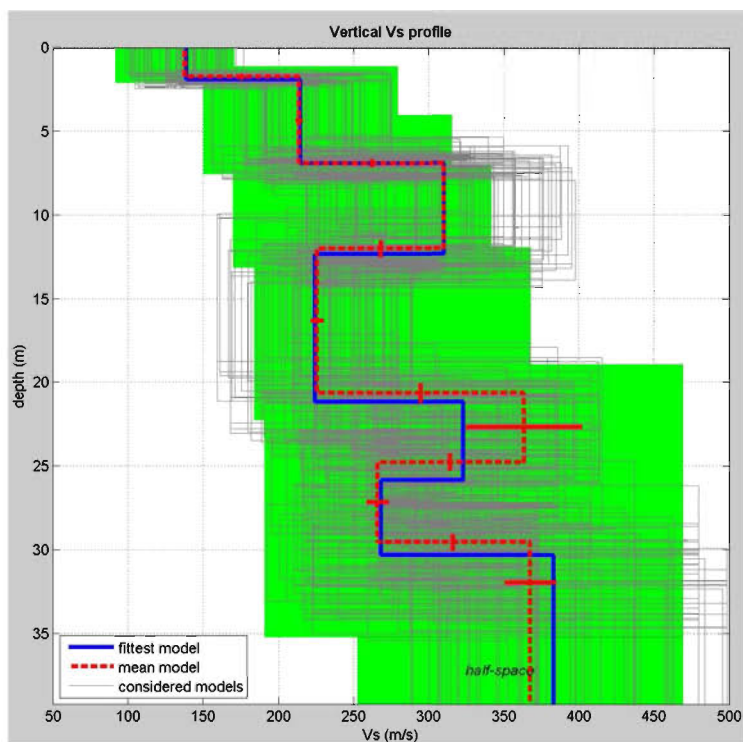
La modellazione numerica della curva di dispersione prevede che alla base del modello sia posto un semispazio a spessore infinito.

Si riporta nelle figure sottostanti:

- il confronto tra la curva di dispersione sperimentale modello migliore (celeste) e modello medio (rosso),
- il profilo di velocità delle onde S associato alla curva teorica.



Confronto tra la curva di dispersione sperimentale e quella teorica.



Profilo di velocità delle onde S stimato nel sito in esame.



Il miglior fit tra i dati sperimentali e la curva teorica si ottiene per il modello dato nella tabella sottostante

Strato	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Spessore
1	291	138	1.8
2	446	214	5.2
3	636	311	5.1
4	475	226	8.6
5	686	364	4.1
6	563	266	4.8
7	709	368	Inf.

VS 30=246 m/s suolo di tipo C



Stratigrafia dei terreni



Parametri dinamici: “Moduli elastici”

VS (m/sec): 138, 214, 311, 226, 364, 266, 368

Spessori (m): 1.8, 5.2, 5.1, 8.6, 4.1, 4.8

Stima VP (m/sec): 291, 446, 636, 475, 686, 563, 709

Stima densità (gr/cm³): 1.76, 1.86, 1.94, 1.87, 1.96, 1.91, 1.97

Stima modulo di Poisson: 0.35, 0.35, 0.34, 0.35, 0.30, 0.36, 0.32

Stima modulo di taglio (MPa): 33, 85, 188, 96, 260, 135, 267

Stima modulo di compressione (MPa): 104, 256, 536, 295, 577, 426, 635

Stima modulo di Young (MPa): 91, 230, 505, 259, 678, 368, 702

Stima modulo di Lamé (MPa): 82, 199, 410, 231, 404, 336, 457

4.6.4. INTERPRETAZIONE DELLA TROMOGRAFIA

Come accennato l'indagine tromografica è' stata in corrispondenza del fabbricato n 3.

Tutte le registrazioni, della durata di 20', del rumore sismico e vibrazioni sono state effettuate con il tromografo digitale TROMINO, progettato specificatamente per l'acquisizione del rumore sismico ambientale e/o vibrazioni indotte. Si tratta di un apparecchio portatile tutto-in-uno di 10 x 7 x 14 cm e 1 kg di peso dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) orientati N-S, E-W e verticalmente, alimentato da 2 batterie AA da 1.5 V, fornito di GPS interno e senza cavi esterno.



Interpretazione dati:

La durata di acquisizione pari a 20 minuti di campionamento è stata eseguita al fine di verificare il “rumore sismico ambientale”.

Instrument: TRZ-0017/01-09

Trace length:0h20'00"

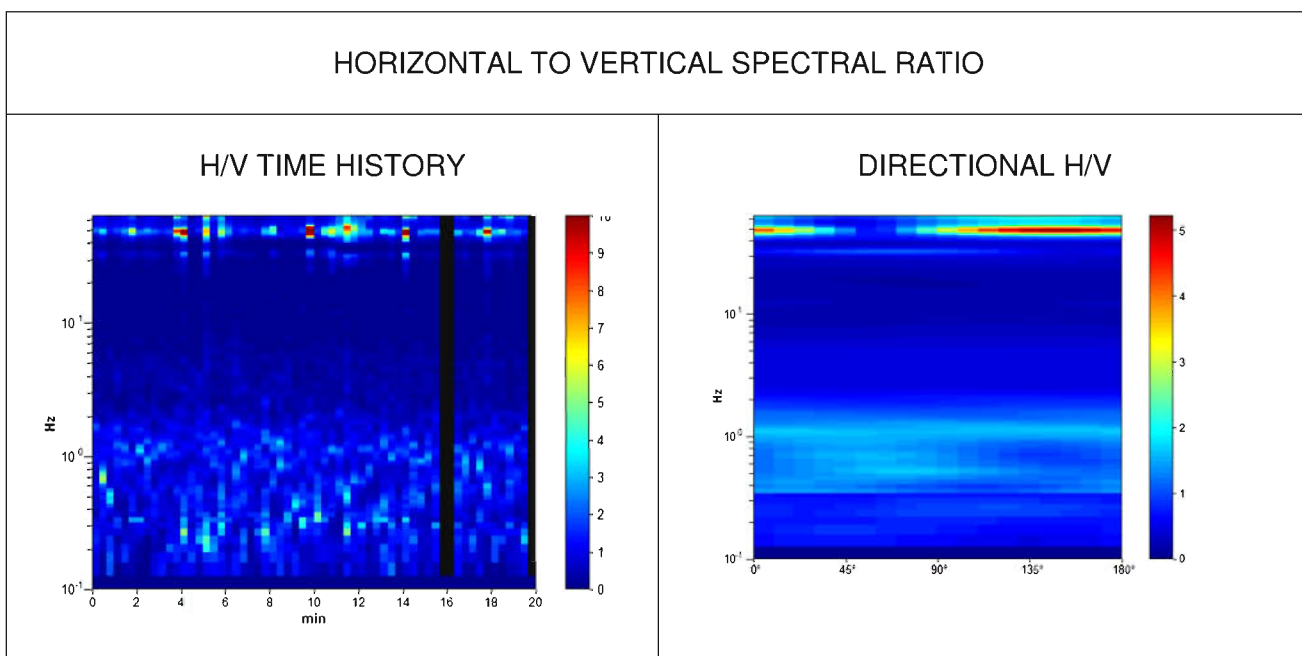
Analyzed 95% trace (manual window selection)

Sampling rate:128 Hz

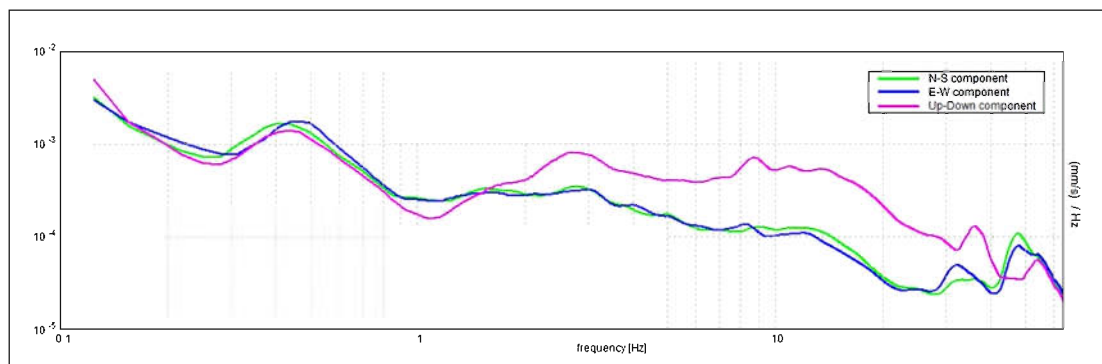
Window size:20 s

Smoothing type:Triangular window

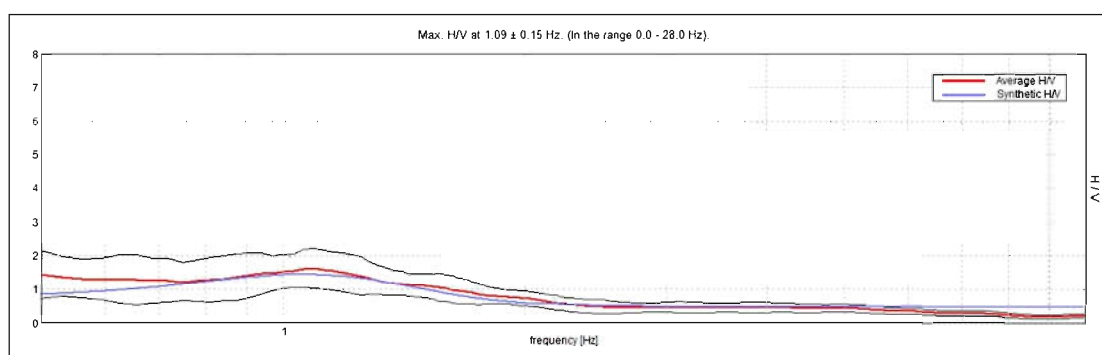
Smoothing:10%



SINGLE COMPONENT SPECTRA

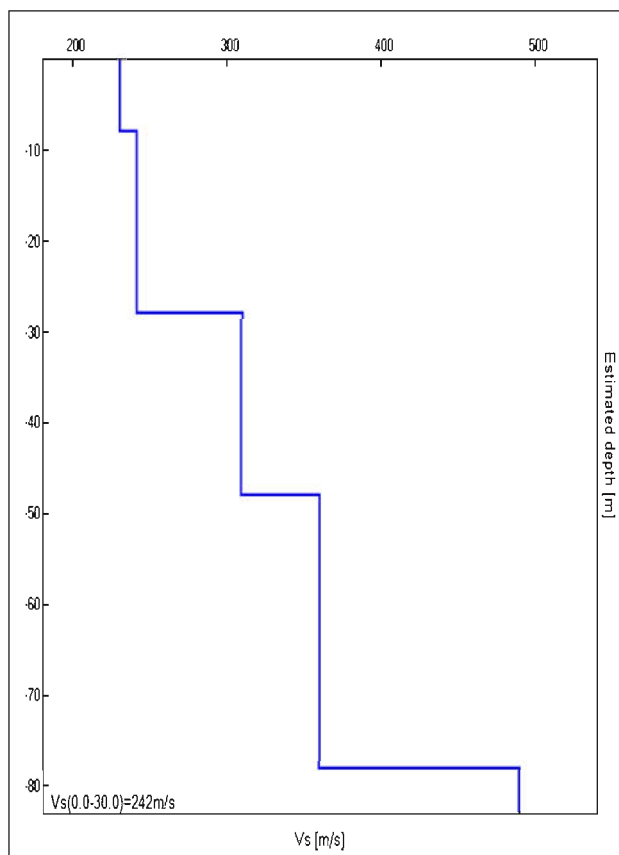


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
8.00	8.00	231	0.35
28.00	20.00	242	0.35
48.00	20.00	310	0.35
78.00	30.00	360	0.35
inf.	inf.	490	0.35

Vs(0.0-30.0)= 242 m/s Suolo di Tipo C



Il profilo Tromografico registra 3 principali intervalli sismici principali:

1. Il primo intervallo ha velocità medie di 231-242 m/s con una profondità 28.000 m p.c. Queste velocità sono imputabili al terreno superficiale avente un'alternanza di argille inorganiche medie - sabbie limose.
2. Il secondo intervallo ha fatto registrare una velocità di 310-360 m/s con una profondità di 78.00 m. Queste velocità sono imputabili ad un terreno compatto. Limi sabbiosi alternati a sabbie addensate con ghiaia.
3. Il terzo intervallo ha fatto registrare una velocità di 490 m/s e coincide con la base dello strato assunto come infinito sino ad una profondità di oltre 80 m p.c. Probabilmente il substrato sopra descritto subisce un aumento del materiale costipato e di densità. La dicitura "infinito" indica che è stata raggiunta la profondità massima di indagine, mentre con il programma Deepsoil v 3.5 dell'Università dell'Illinois è stato calcolato il bedrock o meglio il bedrock-like (700 m/s). Esso risulta rilevante ai fini degli effetti di



sito, perché tale strato presenta forti contrasti di impedenza rispetto ai terreni sovrastanti, potendo così determinare in questi ultimi l'intrappolamento delle onde sismiche e dunque l'amplificazione del moto del suolo in caso di terremoto.

4.6.5. DETERMINAZIONE FATTORE DI FREQUENZA

L'andamento della funzione di amplificazione di un sito, è periodica ed assume sempre valori maggiori o uguali all'unità, cioè l'ampiezza dello spostamento alla superficie dello strato è sempre almeno pari a quella in corrispondenza della formazione rocciosa (secondo normativa vigente $V_s > 800$ m/s).

La *frequenza naturale* (F_n) di vibrazione dello strato di terreno corrisponde ai massimi della funzione di amplificazione: $F_n = \omega_n / 2\pi = (V_s / 4H) * (2n-1)$

La situazione più pericolosa in termini di fenomeni di amplificazione si verifica quando la frequenza dell'eccitazione armonica (ω) è pari ad una delle frequenze fondamentali dello strato (ω_n). Quando si verifica tale condizione ($\omega = \omega_n$) si ha la **risonanza** dello strato, ed il fattore di amplificazione è teoricamente infinito.

Le frequenze di risonanza del sito, in base alle prove eseguite, sono risultate pari a:

Max. H/V at 1.09 ± 0.15 Hz (in the range 0.0 - 28.0 Hz).

Nel caso che una sollecitazione si prolunghi nel tempo essa può diventare particolarmente pericolosa per l'edificio, progettato come elastico, quando il terreno trasmette una componente del segnale sismico che abbia la stessa frequenza di oscillazione della struttura:

- Frequenza di oscillazione del terreno < F_n frequenza naturale di oscillazione della struttura → i danni sono "limitati"

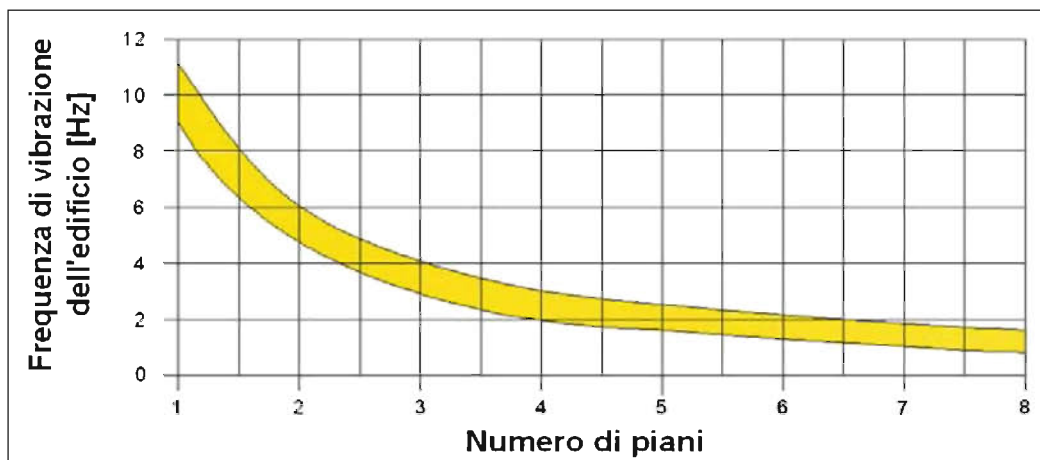
- Frequenza di oscillazione del terreno = F_n frequenza naturale di oscillazione della struttura → i danni sono "illimitati".

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

$$\text{freq. Naturale edificio} \approx 10 \text{ Hz} / \text{numero piani}$$

E' la coincidenza di risonanza tra terreno e struttura ad essere particolarmente pericolosa, poiché da luogo alla massima amplificazione e deve quindi essere oggetto di studi approfonditi.

$$\text{freq. naturale edificio} \approx \text{freq. fondamentale di risonanza del sito}$$



4.6.6 FATTORE DI AMPLIFICAZIONE SISMICO LOCALE

La normativa nazionale e regionale propone, per la definizione delle amplificazioni sismiche locali, l'impiego di apposite tabelle (come sopra citate) riferite a grandi situazioni morfologico-stratigrafiche del territorio nazionale. Tuttavia è consentita la stima del fattore di amplificazione sismico locale mediante una apposita indagine sismica del sito, come è stato fatto per il caso in esame.

Con il termine di risposta sismica locale si intende l'insieme delle modifiche che un moto sismico, relativo ad una formazione rocciosa di base



posta ad una certa profondità nel sottosuolo, subisce attraversando gli strati di terreno sovrastanti fino alla superficie.

La teoria assume un livello di riferimento "sismico" pari alla velocità V_s misurata nel substrato roccioso (800 m/s) o in alternativa ad un livello (come nel nostro sito) in cui la V_s dello strato superficiale vada in risonanza con uno strato sismico profondo da cui è stato calcolato quanto segue:

Fattore di amplificazione sismico locale	Fa= 1.18
Fattore di amplificazione sismico di picco	Fa= 1.96
Periodo	0.92 s

4.6.7. PARAMETRI SISMICI E COEFFICIENTI SISMICI

Categoria sottosuolo: C Categoria topografica: T1
Periodo di riferimento: 100 anni Coefficiente c_u : 2,0

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 60 [anni] ag: 0,042 g
Fo: 2,563 Tc*: 0,267 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 101 [anni] ag: 0,053 g
Fo: 2,534 Tc*: 0,294 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Tr: 949 [anni] ag: 0,128 g
Fo: 2,578 Tc*: 0,369 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 1950 [anni] ag: 0,166 g
Fo: 2,594 Tc*: 0,380 [s]

**SLO:**

Ss: 1,500 Cc: 1,620 St: 1,000 Kh: 0,013
Kv: 0,006 Amax: 0,621 Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,500 Cc: 1,570 St: 1,000 Kh: 0,016
Kv: 0,008 Amax: 0,787 Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,500 Cc: 1,460 St: 1,000 Kh: 0,046
Kv: 0,023 Amax: 1,890 Beta: 0,240

SLC:

Ss: 1,440 Cc: 1,450 St: 1,000 Kh: 0,058
Kv: 0,029 Amax: 2,350 Beta: 0,240

5. DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI TERRENI

La determinazione delle caratteristiche, attraverso i parametri caratteristici descrittivi, è stata eseguita applicando il metodo della discretizzazione degli strati di terreno, suddividendo cioè la sequenza stratigrafica in strati omogenei con caratteristiche assimilabili.

L'attribuzione degli specifici parametri è stata eseguita confrontando i valori ottenuti dalle prove eseguite con diverse metodologie. Essendo l'area piuttosto estesa, si è ritenuto opportuno definire tre diversi profili, ciascuno in corrispondenza di un fabbricato.

Profilo fabbricato 1

	1	2	3
Profondità	0.00-5.60	5.60-9.00	9.00-.15.00
Natura	coesiva	granulare	alternanza
Ang. di attrito	-	35°	-
C Kg/cm ²	0,5	-	0,7
M Kg/cm ²	40	> 150	50

Profilo fabbricato 2

	1	2	3
Profondità	0.00-4.00	4.00-7.60	7.80-15.00
Natura	coesiva	granulare	Alternanza
Ang. di attrito	-	37°	-
C Kg/cm ²	0,6	-	0,7
M Kg/cm ²	50	> 150	40



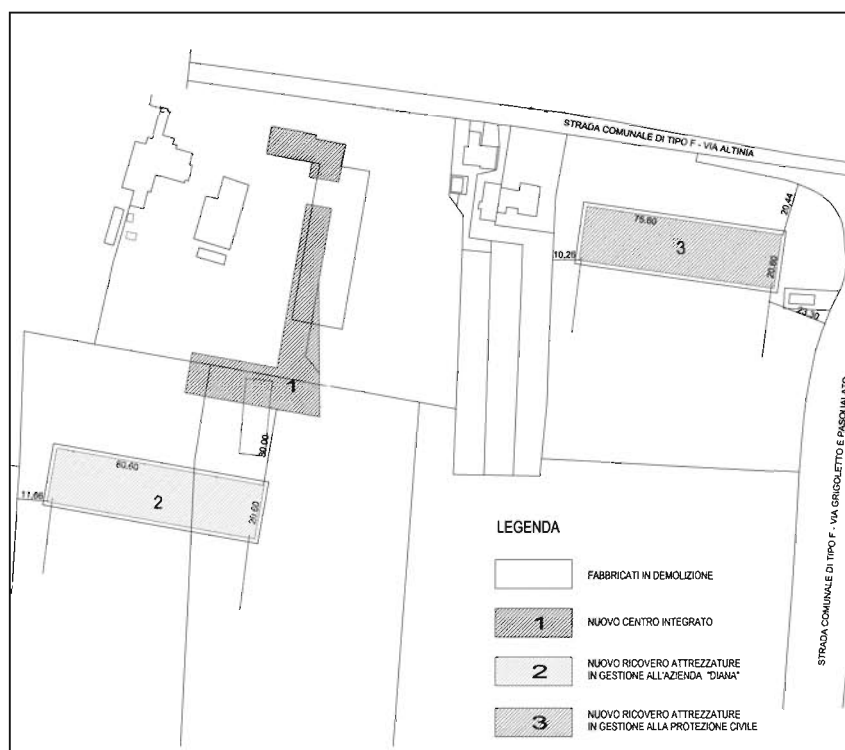
Profilo fabbricato 3

	1	2	3
Profondità	0.00-6.00	6.00-9.00	9.00-15.00
Natura	coesiva	granulare	Alternanza
Ang. di attrito	-	30°	-
C Kg/cm ²	0,4	-	0,8
M Kg/cm ²	40	> 150	50

La profondità di falda è stata considerata pari a m. 2.50 da piano campagna.

6. CARATTERISTICHE DEL PROGETTO E INTERAZIONE CON I TERRENI DI FONDAZIONE

Il progetto proposto prevede la realizzazione di tre fabbricati ad uso uffici, ricovero mezzi e magazzino. Si tratta di edifici di dimensioni rilevanti in pianta ma di altezza contenuta e semplicità costruttiva.



Considerata la tipologia dei fabbricati, si è ipotizzata l'adozione di una fondazione isolata a plinto, non essendo ancora definita dal progettista la tipologia, ed è stata determinata la resistenza disponibile per unità di superficie in riferimento agli stati limite ultimi. La verifica consiste nella determinazione della resistenza del terreno, espressa in resistenza per unità di superficie, all'azione del carico esercitato dal fabbricato (peso) e da fattori esterni, che, nel complesso prendono il nome di Azioni.

Deve essere verificata la disequaglianza $Ed \leq Rd$ dove Ed è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e Rd la resistenza di progetto. Di pertinenza



del presente documento è la determinazione della resistenza dei terreni di fondazione (GEO). Questo tipo di verifica si interessa appunto della condizione di collasso o di eccessiva deformazione dei terreni.

La verifica, di seguito riportata, è stata eseguita adottando l'Approccio 1, Combinazione 2 (A2 + M2 + R2) che risulta la più attinente a livello geotecnico per le fondazioni superficiali.

Le condizioni di applicazione del carico, considerata la natura del terreno, sono state ritenute, nell'applicazione del modello, di tipo drenato.

La formula utilizzata è quella di Terzaghi che esprime il valore della capacità portante unitaria (Qd) come di seguito riportato:

$$Qd = cNcsc + \gamma DNq + 1/2\gamma BN\gamma sy$$

dove:

c = coesione non drenata espressa in Kg/cm²

γD = pressione del terreno sul piano di fondazione

Nc, Nq, Ny = fattori di portanza funzione dell'angolo di attrito e della coesione

I fattori di forma sc e sy che compaiono nell'espressione dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari e rispettivamente 1,3 e 0,8 per fondazioni quadrate o circolari.

Il comportamento della fondazione così descritta è stata simulato mediante programma di calcolo, per mezzo del quale è stata determinata la resistenza di calcolo da inserire poi nelle verifiche agli stati ultimi ed il cedimento.

Fondazione isolata	Lato	Profondità	Resistenza Kg/cm²
Profilo 1	1.20 m	1.00 m	1.20
Profilo 2	1.20 m	1.00 m	1.15
Profilo 3	1.20 m	1.00 m	1.25



Applicando i parametri geotecnici (coesione e deformabilità) ottenuti mediante l'interpretazione delle prove penetrometriche, si è ottenuta la resistenza per ciascuna fondazione ed il cedimento come di seguito descritto:

Fondazione isolata	Carico	Cedimento
Profilo 1	1.1 Kg/cm ²	2.8 cm
Profilo 2	1.1 Kg/cm ²	3.2 cm
Profilo 3	1.1 Kg/cm ²	2.7 cm

Si ritiene consigliabile mantenere il livello di carico inferiore in modo da contenere i cedimenti assoluti.

Quanto ai cedimenti differenziali, l'analisi ed il confronto delle diverse verticali eseguite, non evidenzia particolari differenze stratigrafiche tali da determinare deformazioni dei terreni rilevanti. E' però necessario una verifica in fase di realizzazione al fine di escludere eventuali disomogeneità o imprevisti non determinabili dalla metodologia utilizzata per la presente indagine.

Dal punto di vista idrogeologico, come già affermato, il progetto non interesserà direttamente aree a deflusso difficoltoso, mentre il livello di falda dovrà essere considerato inferiore a 3.0 m da piano campagna. Tale profondità porta a ritenere consigliabile la realizzazione di opere interrato solo se vengono adottate efficaci soluzioni tecniche che consentano la regolare fruizione delle opere, in ragione del verificarsi di eventi meteorici di forte intensità che sempre più frequenti accadono nella nostra regione.



In ogni caso, si ritiene consigliabile che:

- la portata scaricata nella rete idrica esterna non dovrà essere superiore a quella corrispondente al terreno agricolo, con riferimento ad un tempo di ritorno di 20 anni;
- le superfici impermeabili dovranno essere limitate al minimo, prevedendo pavimentazioni esterne permeabili, ad esempio per le aree a parcheggio;
- evitare la chiusura, tombinatura o riduzione di sezione di scoli o fossi esistenti;
- qualora fosse realizzata una strada di urbanizzazione, dovranno essere previste adeguate scoline laterali;
- in generale si consiglia di sovradimensionare tutte le opere di smaltimento delle acque in ragione della crescente intensità dei fenomeni meteorici e, allo stesso tempo, ottenere una diminuzione dei tempi di corrivazione;
- per le specifiche indicazioni tecniche di carattere idraulico si dovrà far riferimento al regolamento comunale e alla valutazione di compatibilità idraulica con relativi pareri da parte della Regione Veneto - Ufficio Regionale del Genio Civile e del Consorzio di Bonifica competente sul territorio.



7.CONCLUSIONI

Dalle indagini eseguite nell'area oggetto di intervento è emerso che:

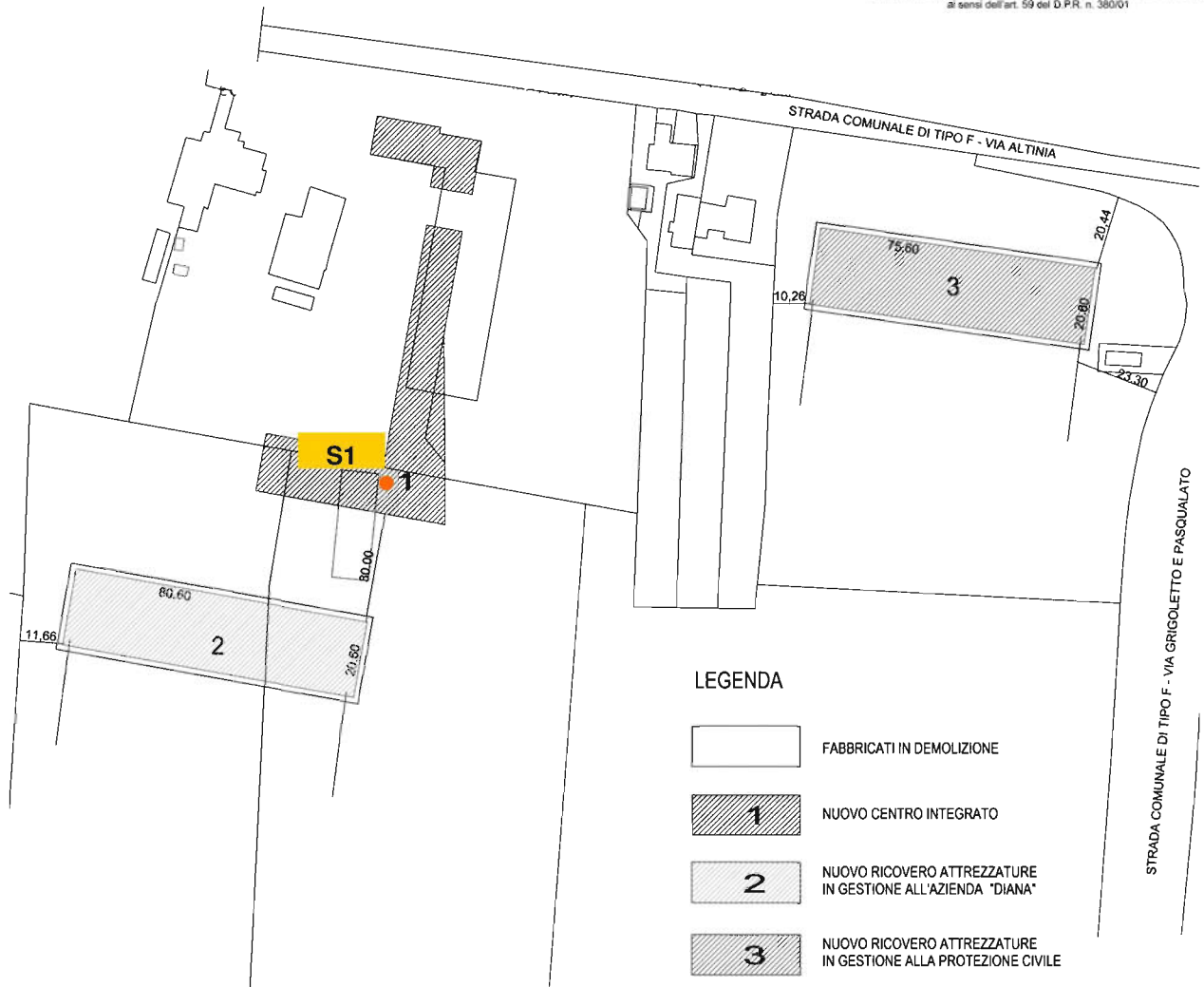
- il sottosuolo risulta costituito da una alternanza di livelli sabbiosi con livelli limoso – argillosi;
- Le prove eseguite durante l'esecuzione dell'indagine hanno permesso di definire i principali parametri meccanici che descrivono il modello geotecnico del sottosuolo;
- Questi parametri sono stati utilizzati per il calcolo della resistenza e dei cedimenti;
- Durante le operazioni di sondaggio è stata rilevata presenza di falda alla profondità di circa m. 2.50 da piano campagna,
- Dal punto di vista sismico, il territorio comunale di Mogliano Veneto è classificato in zona 3 secondo la recente normativa con un terreno di categoria C.

Due Carrare, 7 settembre 2012

Dott. Geol. Luigi Antonio Stella



TAVOLE



PROVINCIA DI TREVISO

COMUNE DI MOGLIANO VENETO

PLANIMETRIA GENERALE DI PROGETTO CON
UBICAZIONE DEL SONDAGGIO A CAROTAGGIO

pag 1 di 1

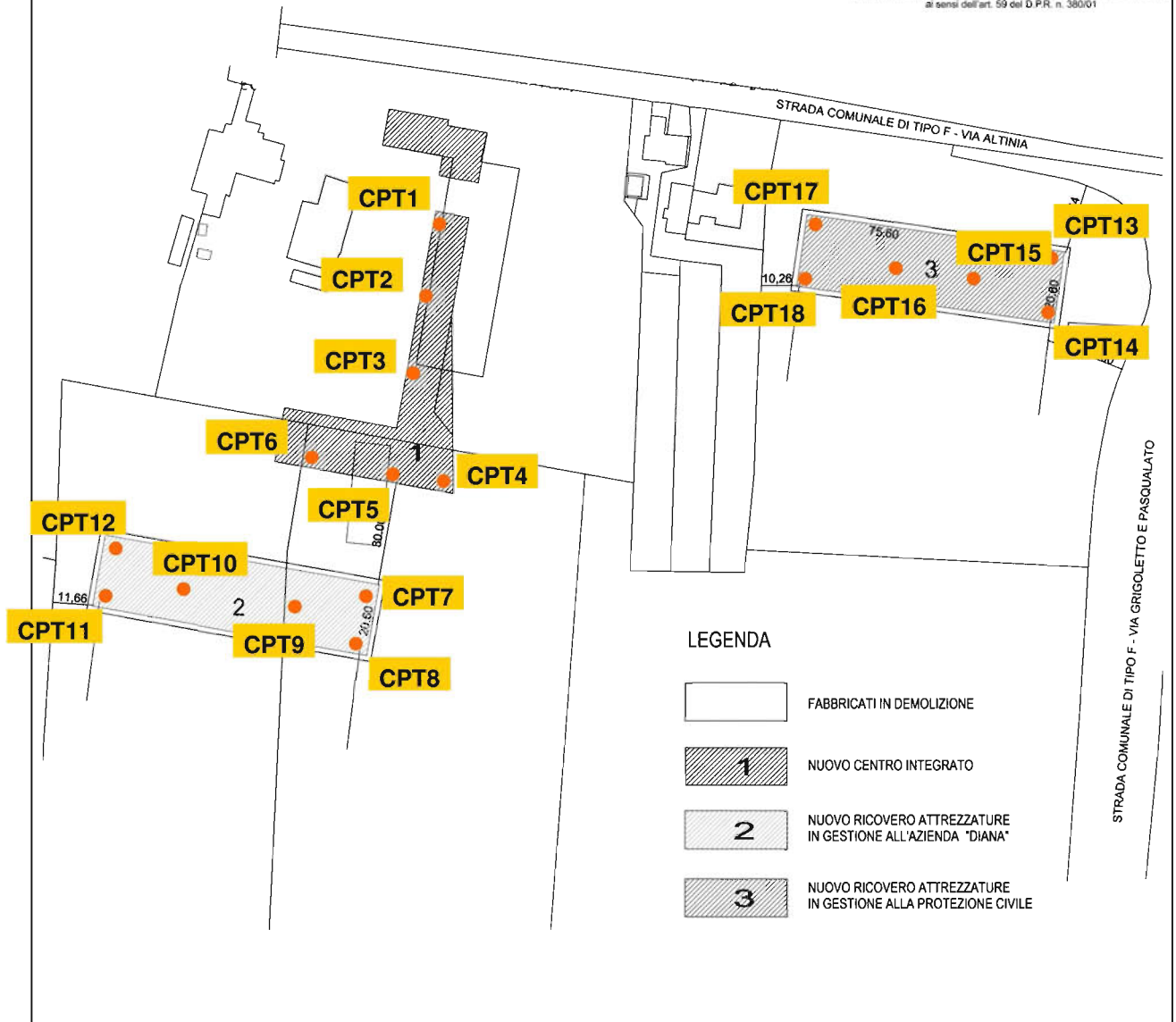
verbale di accettazione
119/2012/P-V

commessa
119/2012/P

certificato n. 119/2012/P-PL2 del 30/08/2012

IL TECNICO
Dott. Geol. Sergio Drago

IL DIRETTORE DI LABORATORIO
Ing. Alessandro Stella



PROVINCIA DI TREVISO
COMUNE DI MOGLIANO VENETO
PLANIMETRIA GENERALE DI PROGETTO CON
UBICAZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE

pag 1 di 1	verbale di accettazione 119/2012/P-V	commessa 119/2012/P	certificato n. 119/2012/P-PL del 30/08/2012
------------	---	------------------------	---

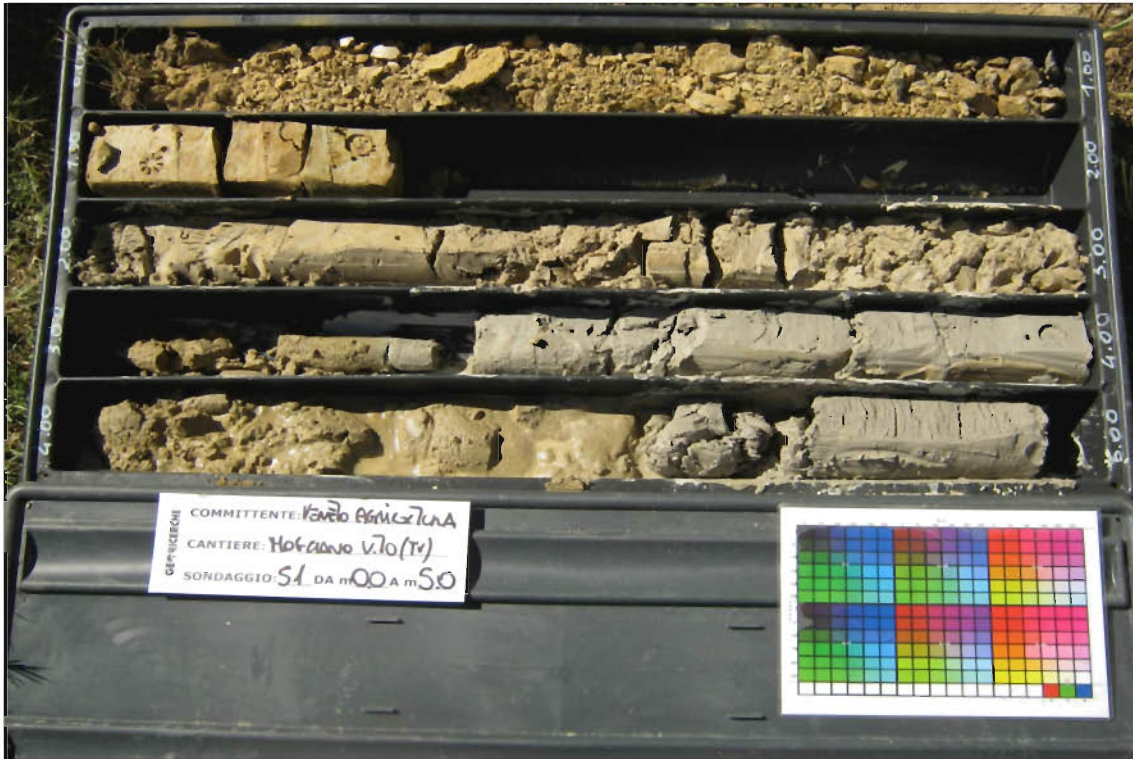
IL TECNICO
 Dott. Geol. Sergio Drago

IL DIRETTORE DI LABORATORIO
 Ing. Alessandro Stella



STRATIGRAFIE

Certificato n° 119/2012/S-S1 del 29/08/2012	Verbale di accettazione n° 119/2012/S-V del 08/08/2012	Commessa: 119/2012/S
Committente: Veneto Agricoltura		Sondaggio: S1
Riferimento: Mogliano Veneto (TV) - Centro Diana		Data: 28/08/2012
Fotografie - Pagina 1/2		Pagina 1



Cassetta n° 1 - profondità da m 0,00 a m 5,00

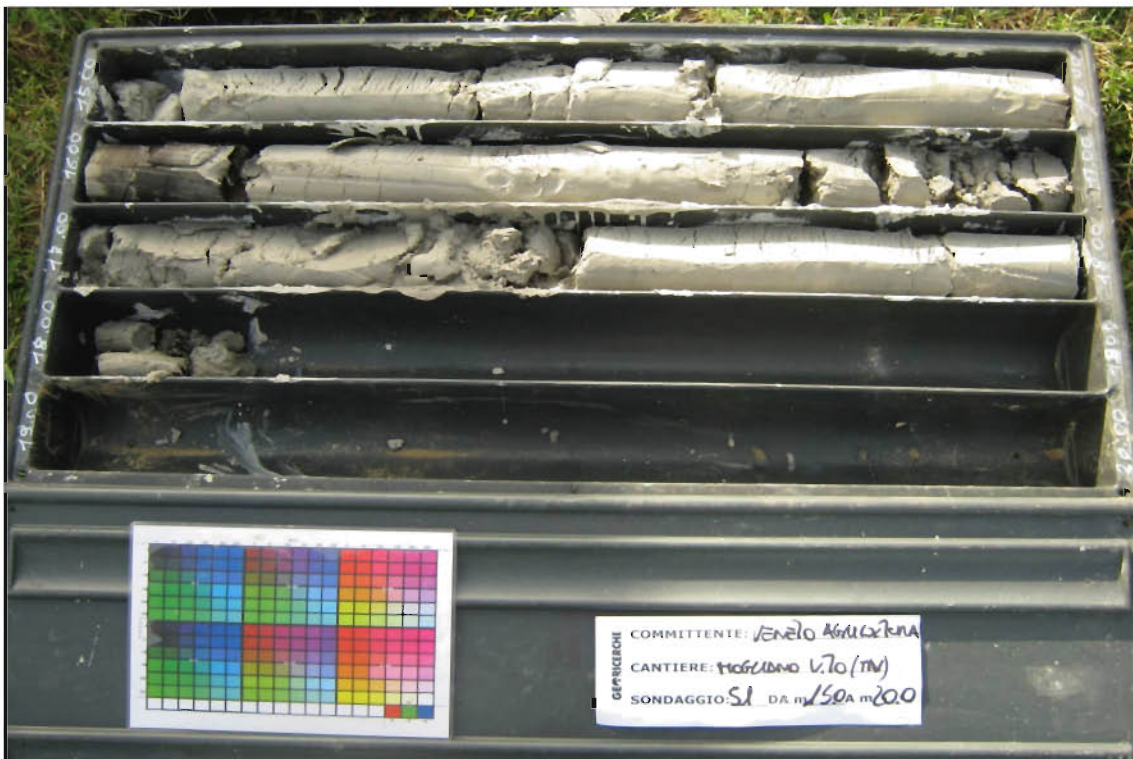


Cassetta n° 2 - profondità da m 5,00 a m 10,00

Certificato n° 119/2012/S-S1 del 29/08/2012	Verbale di accettazione n° 119/2012/S-V del 08/08/2012	Commessa: 119/2012/S
Committente: Veneto Agricoltura		Sondaggio: S1
Riferimento: Mogliano Veneto (TV) - Centro Diana		Data: 28/08/2012
Fotografie - Pagina 2/2		Pagina 2



Cassetta n° 3 - profondità da m 10,00 a m 15,00



Cassetta n° 4 - profondità da m 15,00 a m 20,00