



NOVIGEOTECNICA S.A.S.

Via Solferino, 21
15067 Novi Ligure (AL)

REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DI ALESSANDRIA
COMUNE DI ROCCHETTA LIGURE
LOCALITA' SISOLA

Committente: AMMINISTRAZIONE COMUNALE
Determinazione n. 9 del 22/06/2021

Opera: *Messa in sicurezza della strada comunale Sisola-Sant'Ambrogio, rifacimento muro di contenimento e sistemazione di versante*

RELAZIONE GEOLOGICA

(ai sensi del D.M 17.01.2018)

Novi Ligure Settembre 2021

Dr. Davide Fossati – geologo

1 – PREMESSA	1
2 – NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1
3 – INQUADRAMENTO GEOGRAFICO.....	2
4 – INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE.....	3
5 – METODOLOGIA IMPIEGATA	4
5.1 Prove penetrometriche dinamiche.....	4
5.2 Prospezioni sismiche	7
6 - CLASSIFICAZIONE.....	8
7 – ZONAZIONE SISMICA	9
8 –RISULTATI DELL’INDAGINE.....	10
9 - VERIFICA DELLE FONDAZIONI DIRETTE (TRAVE CONTINUA).....	11
9.1 Fondazioni dirette Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)	11
9.2 Verifica a Slittamento.....	12
9.3 Verifica TRAVE	13
10 – FONDAZIONI PROFONDE	15
10.1 Micropali	15
10.1.1 Concetti generali.....	15
10.1.2 Verifiche eseguite	18
11 – INTERVENTI DI REGIMAZIONE ACQUE SUPERFICIALI	20
12 - CONCLUSIONI.....	23

1 – PREMESSA

L'Amministrazione Comunale di Rocchetta Ligure ha incaricato lo scrivente di redigere la Relazione Geologica relativa alle opere in progetto di sistemazione del tratto di strada comunale indicato in oggetto.

Per la caratterizzazione dei terreni interessati dalle opere sono state eseguite una serie di ingegni geognostiche, in particolare:

- n. 2 prove penetrometriche dinamiche
- n. 2 indagini sismiche (MASW)

2 – NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente Relazione è stilata in ottemperanza a:

D.M. 17/01/2018 : Norme tecniche per le costruzioni

Circolare Cons. Sup. LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008 – Febbraio 2009

Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003 :Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Eurocodice 7 Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8 Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

3 – INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

La zona di intervento è situata nel concentrico di Sisola, frazione di Rocchetta Ligure in sponda destra del Torrente Sisola, affluente di sinistra del Torrente Borbera.



Fig. 1: Google Maps

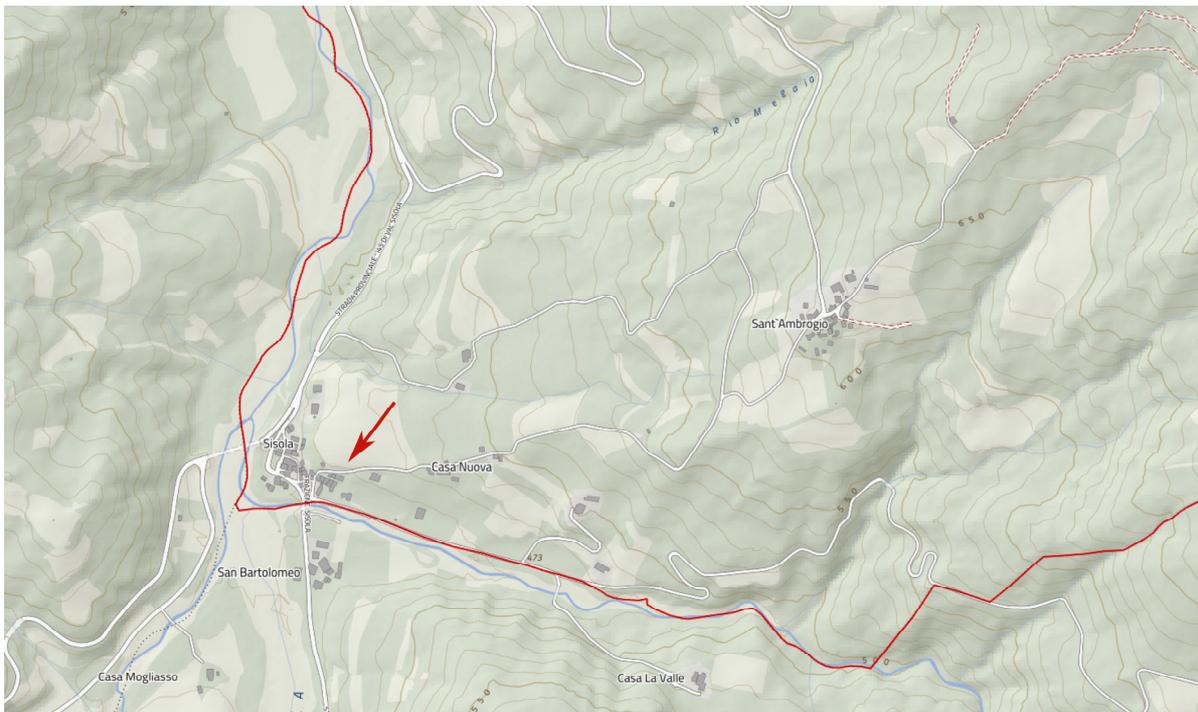


Fig. 2: Estratto della Carta Tecnica Regionale (Geoportale Piemonte)

4 – INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

La zona in esame è situata in sponda destra del Torrente Sisola su terreni appartenenti alla Formazione delle Argilliti di Magliaro (PAG).

Si tratta di alternanze di strati calcarei, calcareo marnosi, arenacei e banchi argillosi di colore nerastro, questi ultimi diventano più potenti verso l'alto della formazione. Le Argilliti di Pagliaro seguono in successione stratigrafica ai Calcari di Monte Antola; a tetto esse sono sormontate dai Conglomerati di Savignone (SAV).

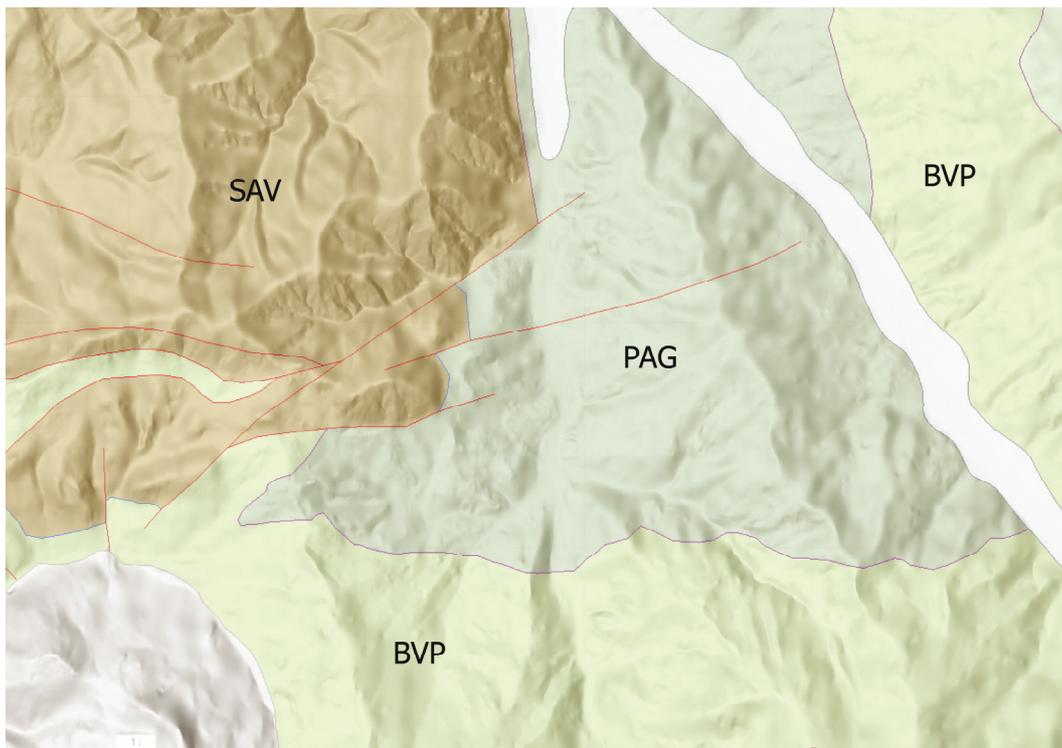


Fig. 3: Estratto della Carta Geologica - Geoportale Arpa Piemonte

La Formazione di Monte Antola (FAN) è formata da una potente e monotona successione (almeno 1000 m) di torbiditi carbonatiche calcareo-marnose.

La Formazione di Brugi-Selvapiana (BVP) è formata da una monotona successione spessa almeno 500 m di torbiditi carbonatiche calcareo marnose: Caratteristica di questa formazione è quella di essere organizzata in potenti megastrati con spessori fino a 12 m alternati a successioni di torbiditi calcareo marnose da medie a spesse.

5 – METODOLOGIA IMPIEGATA

5.1 Prove penetrometriche dinamiche

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica misurando il numero di colpi N necessari.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura α)
- avanzamento (penetrazione) δ
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

- tipo LEGGERO (DPL)
- tipo MEDIO (DPM)
- tipo PESANTE (DPH)
- tipo SUPERPESANTE (DPSH)

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M (kg)	prof.max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	$M < 10$	8
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	$40 < M < 60$	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	$M > 60$	25

Correlazione con N_{spt}

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt}. Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

Dove:

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

in cui

M = peso massa battente;

M' = peso aste;

H = altezza di caduta;

A = area base punta conica;

= passo di avanzamento.δ

Valutazione resistenza dinamica alla punta R_{pd}

Formula Olandesi

R_{pd} = resistenza dinamica punta (area A);

e = infissione media per colpo (d/ N);

M = peso massa battente (altezza caduta H);

P = peso totale aste e sistema battuta.

Le prove penetrometriche, i cui risultati sono riportati in allegato, sono state eseguite mediante l'impiego di penetrometro dinamico pesante tipo **DEEP DRILL DPH5050** che consente, mediante un sistema automatico di infissione delle aste e la contemporanea lettura del numero di colpi per 30 cm di infissione, il riconoscimento della natura e delle caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati.

Strumentazione impiegata

peso massa battente	$M = 50 \text{ Kg}$
altezza caduta libera	$H = 0.50 \text{ m}$
peso sistema di battuta	$M_s = 20 \text{ Kg}$
diametro punta conica	$D_p = 45 \text{ mm}$
area punta conica	$A_p = 15 \text{ cm}^2$
angolo di apertura punta	$\beta = 90^\circ$
lunghezza ciascuna asta	$L_a = 0.90 \text{ m}$
peso aste per metro	$M_a = 4.83 \text{ Kg/m}$
passo infissione	$\delta = 0.3 \text{ m}$

5.2 Prospezioni sismiche

Le indagini geosismiche sono state realizzate utilizzando il metodo sismico MASW.

Le prove MASW sono molto utili per ricavare il parametro V_{s30} , richiesto dalla nuova normativa sismica, in maniera semplice ma decisamente affidabile. Tramite questa prova vengono misurate le velocità sismiche delle onde superficiali a diverse frequenze. La variazione di velocità a diverse frequenze (dispersione) è imputabile prevalentemente alla stratificazione delle velocità delle onde S i cui valori sono ricavabili da una procedura di inversione numerica. Poiché il parametro V_{s30} è una sorta di media pesata delle velocità V_s dei primi 30 metri, l'utilizzo della tecnica MASW per ricavarlo è decisamente opportuno.

Per registrare simultaneamente gli impulsi sismici rilevati dai geofoni è necessario l'utilizzo di una strumentazione elettronica multicanale, a bassissimo rumore interno, ad alta velocità di campionamento, dotata di supporto magnetico per la registrazione dei dati ottenuti dopo opportuna amplificazione filtraggio e conversione analogico/digitale. A questo scopo è stato utilizzato il sismografo **EEG BR24** a 24 canali.

Per registrare le vibrazioni del terreno sono stati utilizzati 24 geofoni del tipo elettromagnetico a bobina mobile con frequenza caratteristica di 10 Hz, che consentono di convertire in segnali elettrici gli spostamenti che si verificano nel terreno. Questi ricevitori si collegano al sismografo tramite degli appositi cavi multipolari.

Per generare le onde sismiche è stato utilizzato una mazza battente del peso di 10 kg. L'impulso viene trasmesso immediatamente al sismografo per consentire una registrazione sincronizzata al tempo 0.

6 - CLASSIFICAZIONE

Per la classificazione del terreno si è fatto uso della terminologia proposta dalla A.S.T.M. - U.S.B.R.

La denominazione dei singoli terreni è stata effettuata con criterio geotecnico, cioè con riferimento alla composizione granulometrica:

Blocchi: la frazione di terre con dimensione maggiore di 12" (300 mm);

Ciottoli: la frazione di terre con dimensione compresa fra 12" e 3" (75 mm);

Ghiaia: la frazione di terre con dimensione compresa fra 3" e 2 mm;

Sabbia: la frazione di terre con dimensione compresa fra 2 mm e 0.075 mm;

Limo e argilla: la frazione di terre con dimensione minore di 0.075 mm.

Per la caratterizzazione geomeccanico dei terreni ci si è basati sulla classificazione proposta da Colombo et altri relativa al valore di N_{spt} in base alle seguenti tabelle:

Sabbia	N_{spt}		Argilla	N_{spt}
Molto sciolta	< 4		Molto molle	< 2
Sciolta	4 - 10		Molle	2 - 4
Compatta	10 - 30		Mediamente compatta	4 - 8
Densa	30 - 50		Consistente	8 - 15
Molto densa	> 50		Molto consistente	15 - 30
			Dura	> 30

7 – ZONAZIONE SISMICA

Il Comune di Rocchetta Ligure risulta classificato in classe 3, come enunciato nella D.G.R. n. 61 - 11017 del 17/11/2003 quale recepimento dell'O.P.C.M. 3274 del 20/03/2003.

Le opere in progetto poggeranno le fondazioni su un terreno calcareo marnoso di buona consistenza e, quindi, in base alla normativa (O.P.C.M. 3274) con una categoria di sottosuolo di tipo "A".

Poiché trattasi di costruzione "strategica" in quanto a salvaguardia di strada di comunicazione con funzioni pubbliche essenziali sulla scorta del D.M. 17/01/18, si è inserito l'insediamento in Classe IV (NTC 2018 - 2.4.2).

Parametri sismici

Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	100,0 [anni]
Categoria sottosuolo:	A
Categoria topografica:	T3

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60	0.039 g	2.511	0.227
S.L.D.	101	0.050g	2.473	0.250
S.L.V.	949	0.125g	2.460	0.280
S.L.C.	1950	0.161 g	2.461	0.286

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

S.L. Stato limite	Amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.457	0.200	0.009	0.005
S.L.D.	0.585	0.200	0.012	0.006
S.L.V.	1.476	0.270	0.041	0.020
S.L.C.	1.890	0.270	0.052	0.026

8 – RISULTATI DELL'INDAGINE

Dall'esame delle risultanze dell'indagine condotta si evidenzia la presenza di una coltre superficiale di alterazione del substrato costituita da materiale argilloso-marnoso dello spessore di circa 2.5 metri.

La MASW ha rilevato la presenza di calcari molto sani (velocità molto elevata) immediatamente al di sotto del substrato.

Il valore calcolato V_s Eq. è pari a 365 m/s nel tratto a monte e pari a 332 m/s nel tratto intermedio

Di seguito viene indicata l'ubicazione delle prove.



Fig. 4: Ubicazione delle prove penetrometriche e delle MASW

9 - VERIFICA DELLE FONDAZIONI DIRETTE (TRAVE CONTINUA)

9.1 Fondazioni dirette Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u = Coesione non drenata.

q = pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c = Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$ Per fondazioni quadrate o circolari.

i_c = Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H .

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

Fattori di forma

per forma rettangolare

per forma quadrata o circolare

per forma rettangolare

per forma quadrata o circolare

per forma rettangolare, quadrata o circolare.

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_\gamma = 1 - H / (V + A' c' \cot\phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

9.2 Verifica a Slittamento

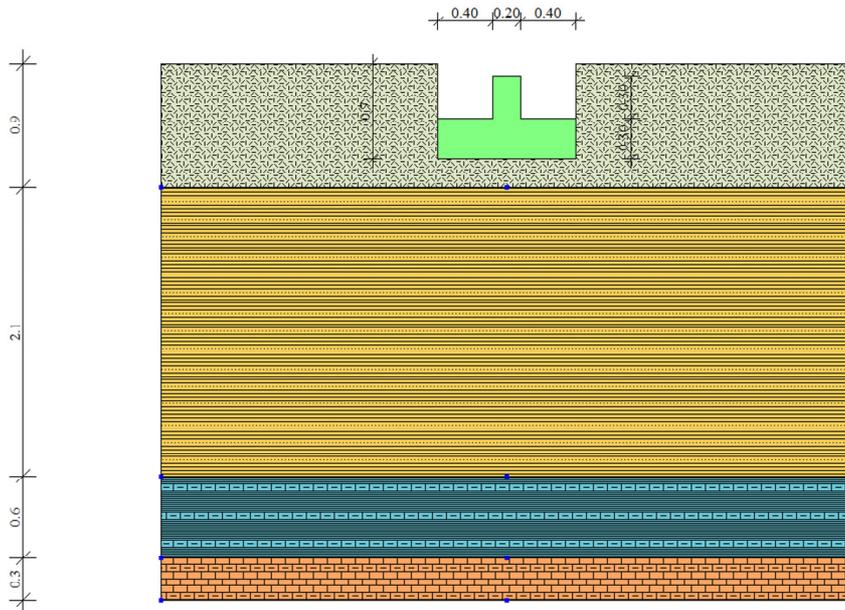
In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dell'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$FRd = Nsd \tan\delta + c_a A'$$

Nella quale Nsd è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

9.3 Verifica TRAVE



DATI GENERALI

Azione sismica NTC 2018
 Larghezza fondazione 1,0 m
 Lunghezza fondazione 5,0 m
 Profondità piano di posa 0,7 m

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R1	256.74	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	256.74	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	256.74	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
4	S.L.E.	256.74	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
5	S.L.D.	256.74	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite 770.22 kN/m²

Resistenza di progetto[Rd] 427.9 kN/m²

Tensione [Ed] 256.74 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 30808.92 kN/m³

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R1

Autore: Brinch - Hansen 1970 (condizione drenata)

Carico limite 959.07 kN/m²

Resistenza di progetto[Rd] 959.07 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970 (condizione drenata)

Carico limite 770.22 kN/m²

Resistenza di progetto[Rd] 427.9 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

10 – FONDAZIONI PROFONDE

10.1 Micropali

10.1.1 CONCETTI GENERALI

Definizione

I micropali possono essere suddivisi in due tipologie:

- Micropali Tubifix: con iniezioni ripetute;
- Micropali Radice: semplice getto di microcalcestruzzo o iniezione a bassa pressione.

Le armature metalliche dei micropali Radice possono essere tubolari non valvolati o barre d'acciaio.

I micropali Tubifix, invece, sono costituiti da elementi tubolari, sigillati nel terreno per mezzo di iniezioni di malte cementizie eseguite in più riprese, ad alta pressione, attraverso apposite valvole di non ritorno localizzate nella parte più profonda del micropalo in modo da realizzare un bulbo idoneo a trasmettere i carichi in profondità qualunque sia la natura del terreno di fondazione

La miscela cementizia iniettata normalmente ha la seguente composizione:

- cemento 100 kg
- acqua 50 l

Carico limite

Il carico limite viene valutato come sommatoria sui singoli tratti della tensione tangenziale moltiplicata per la superficie laterale del tratto medesimo. Tale sommatoria è estesa solo al tratto iniettato e nel computo viene trascurato il contributo della resistenza di punta.

Carico ammissibile

Il carico ammissibile, dal punto di vista geotecnico, è valutato assumendo un coefficiente di sicurezza η rispetto al carico ultimo per attrito laterale (Ql).

Il coefficiente di sicurezza η può essere modificato. Pertanto il valore di carico geotecnico ammissibile Q_{amm} è:

Nel valutare il carico ammissibile geotecnico non viene considerato il peso del micropalo.

Analisi del micropalo in condizioni di esercizio: Metodo degli elementi finiti.

Il metodo degli elementi finiti modella il micropalo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del micropalo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con P la matrice delle forze nodali esterne, con F quella delle forze interne e con A la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$P = AF$$

Gli spostamenti interni e (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni X (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$e = BX$$

dove la matrice B è dimostrato essere la trasposta della matrice A .

D'altra parte, le forze interne F sono legate agli spostamenti interni e dalla seguente espressione:

$$F = Se$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$F = SA^T X$$

e quindi

$$P = AF = A SA^T X$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice $A SA^T$ si ricava l'espressione degli spostamenti esterni X :

$$X = (A SA^T)^{-1} P$$

Noti, quindi, gli spostamenti X è possibile ricavare le forze interne F necessarie per il progetto della struttura.

La matrice $A SA^T$ è nota come matrice di rigidezza globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per micropali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_s con la profondità, nella forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

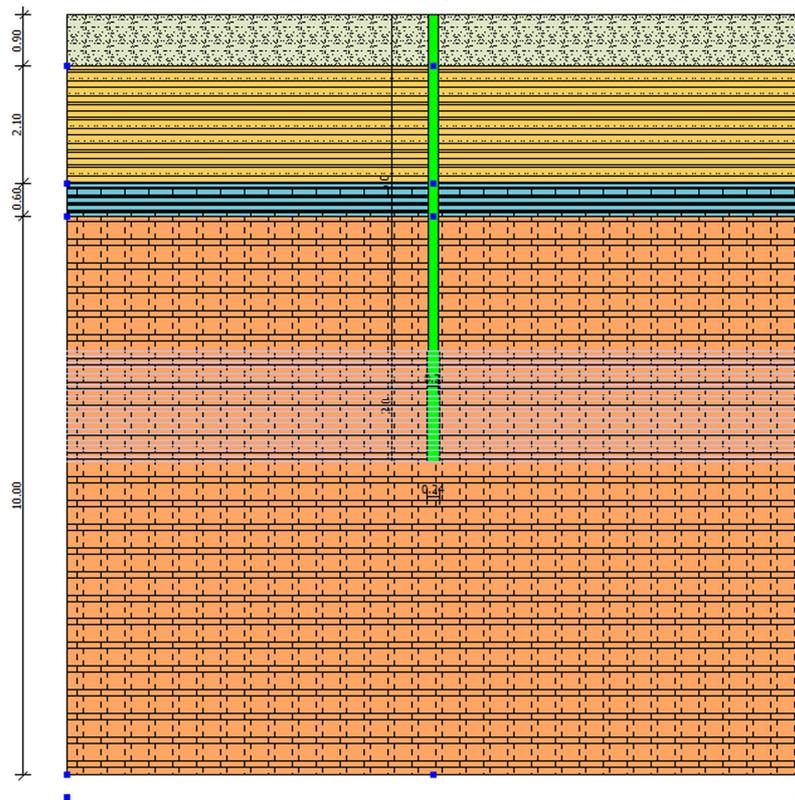
I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_i pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

10.1.2 VERIFICHE ESEGUITE



Descrizione

Tipologia RADICE
 Iniezione IRS: Iniezione ripetitiva e selettiva
 Diametro di perforazione 0.20 m
 Alfa 1.20
 Diametro bulbo 0.24 m
 Lunghezza bulbo 2.00 m
 Lunghezza fusto 6.00 m

Diametro esterno tubolare 88.9 mm
 Spessore tubolare 10.00 mm

SISMA

Accelerazione sismica 0.046
 Coefficiente di intensità sismico [Kh] 0.0093
 Coefficiente di intensità sismico [Kv] 0.0047

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m ²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]
A1+M1+R3	0.00	0.00	--	8.50	0.00	96.01	86.44

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali.

Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine	1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)	1.70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)	1.70

	Rc, Min [kN]	Rc, Media [kN]	Rc, Max [kN]
Base	--	--	--
Laterale	81.45	81.45	81.45
Totale	72.95	72.95	72.95

Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R3
Laterale	1.15
Resistenza di progetto laterale	41.66 kN
Resistenza di progetto	33.16 kN

11 – INTERVENTI DI REGIMAZIONE ACQUE SUPERFICIALI

La zona in esame è caratterizzata da fenomeni di instabilità del versante che hanno, nel tempo, contribuito al cedimento del muro di contenimento esistente; i primi metri di terreno sono di natura argillosa che in fase di saturazione, in occasione di piogge intense, perdono consistenza e scorrono sul substrato calcareo marnoso aumentando la spinta a valle del muro. Dai rilievi effettuati in zona emerge una carenza al punto di vista della regimazione delle acque superficiali provenienti da monte.

La quasi totalità delle acque provenienti dai vigneti che costituiscono la parte alte del versante, vengono convogliate nel sistema fognario lungo la strada comunale: in occasione di eventi meteorici che ormai non possiamo più definire "eccezionali", le acque sormontano il fosso al piede dei vigneti e si riversano lungo il versante causando fenomeni di erosione a monte del muro e allagamenti nella strada comunale e di conseguenza in buona parte della Frazione (fig. 5 e 6)

Occorrerà pertanto eseguire opere di regimazione delle acque superficiali che convogliano la maggior parte del flusso verso il Rio che scorre a nord del versante e che attraverso il sottopasso stradale confluisce nel Torrente Sisola a valle della frazione.

Per un maggior controllo delle portate in caso di piogge intense bisognerà realizzare nel punto che costituisce lo spartiacque del versante una vasca di laminazione, opportunamente dimensionata, che convogli attraverso il "troppo pieno" le acque nelle due direzioni (fig. 7)



Fig. 5: Flusso di acque provenienti dal vigneto a monte



Fig. 6: Allagamenti nella Frazione dovuti al flusso proveniente dalla strada comunale

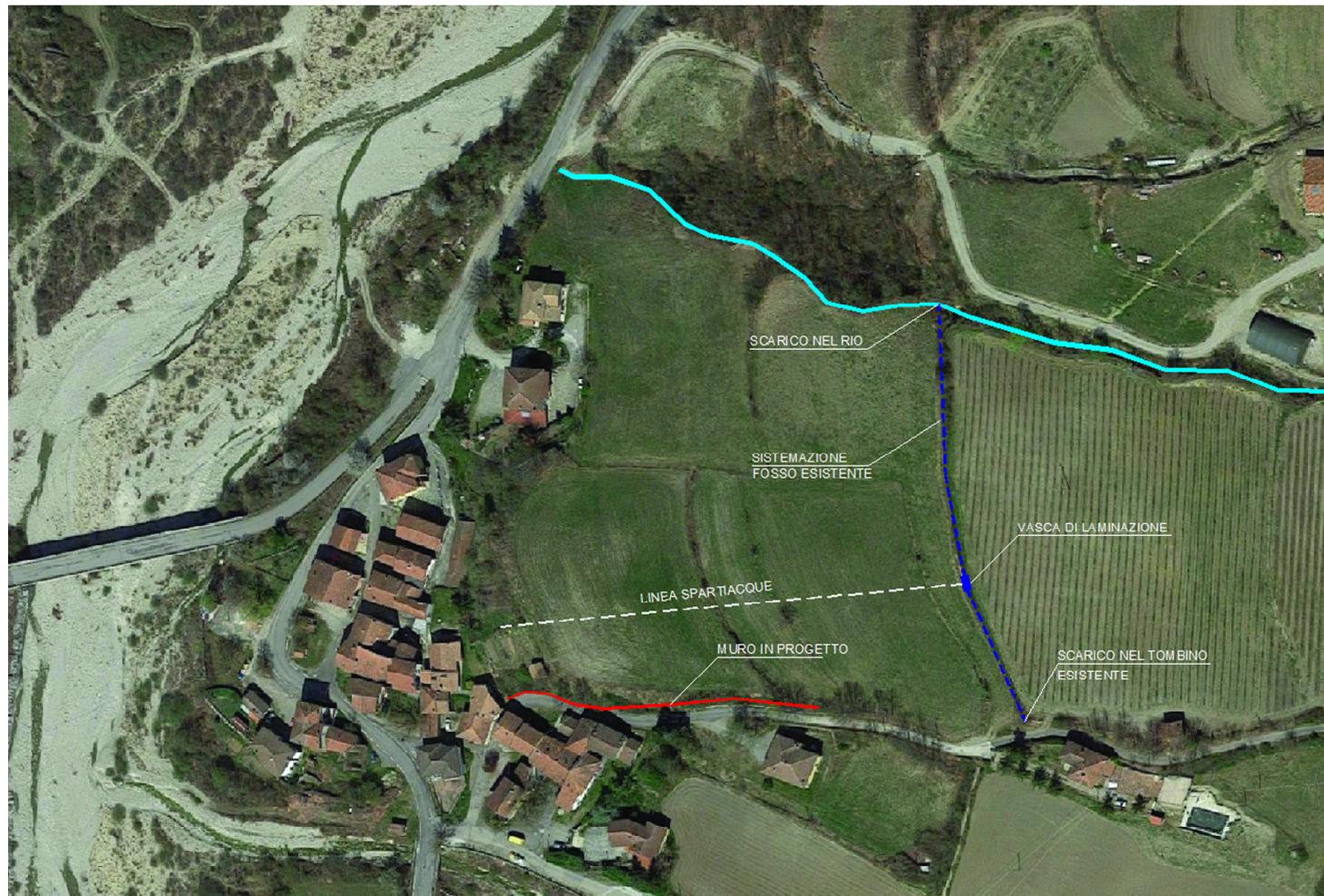


Fig. 7: Proposta di intervento per la regimazione delle acque superficiali

12 - CONCLUSIONI

Dall'esame dei risultati delle indagini condotte si conclude come segue:

a) La zona in esame è caratterizzata da un cedimento strutturale del muro di contenimento del versante dovuto in particolare alla spinta dei terreni a monte. Il muro in pietrame esistente ha subito nel tempo rotture e cedimenti tali da non garantirne la funzione.

b) I primi tre metri di terreno sono costituiti da materiale argilloso alterato misto a roccia fratturata e alterata (calcare marnoso) non omogeneo .

c) L'opera prevista consisterà nella realizzazione di un muro di contenimento in cls armato; è consigliabile fondare il suddetto muro, nonostante le caratteristiche dei terreni siano adatte all'esecuzione di fondazioni superficiali, su micropali. Si consiglia di immorsare i micropali per almeno 3 metri nel substrato calcareo; il muro dovrà prevedere l'impiego di almeno un ordine tiranti di ancoraggio per salvaguardarlo da fenomeni di ribaltamento.

d) Si rendono indispensabili le opere di regimazione delle acque superficiali in modo da evitare spinte ulteriori sul muro e fenomeni di dilavamento lungo il versante. Tali opere potranno seguire lo schema indicato in fig. 7 o comunque prevedere di incanalare le acque verso il Rio a Nord della Frazione.

Novi Ligure 30 Settembre 2021

Il tecnico incaricato

Dr. Geol. Davide Fossati

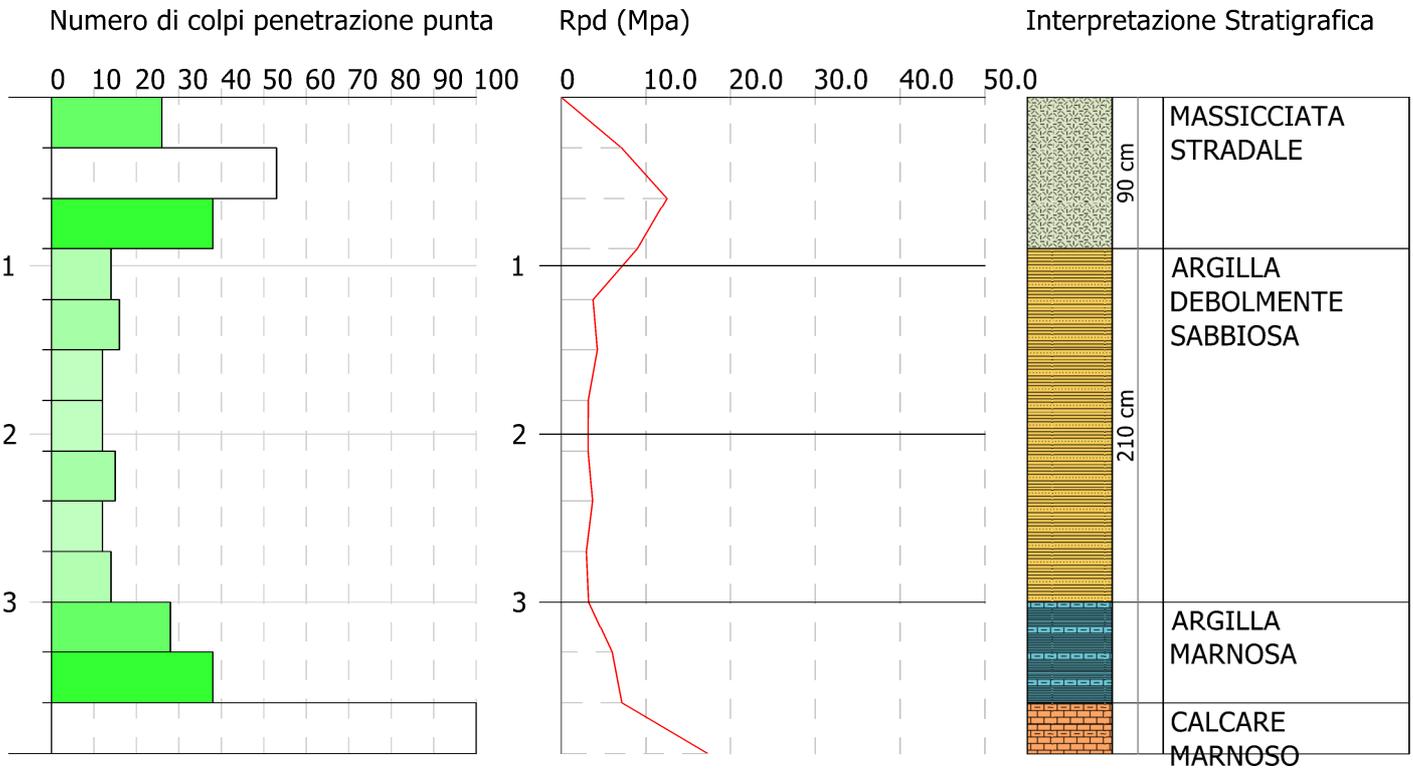
Allegati:

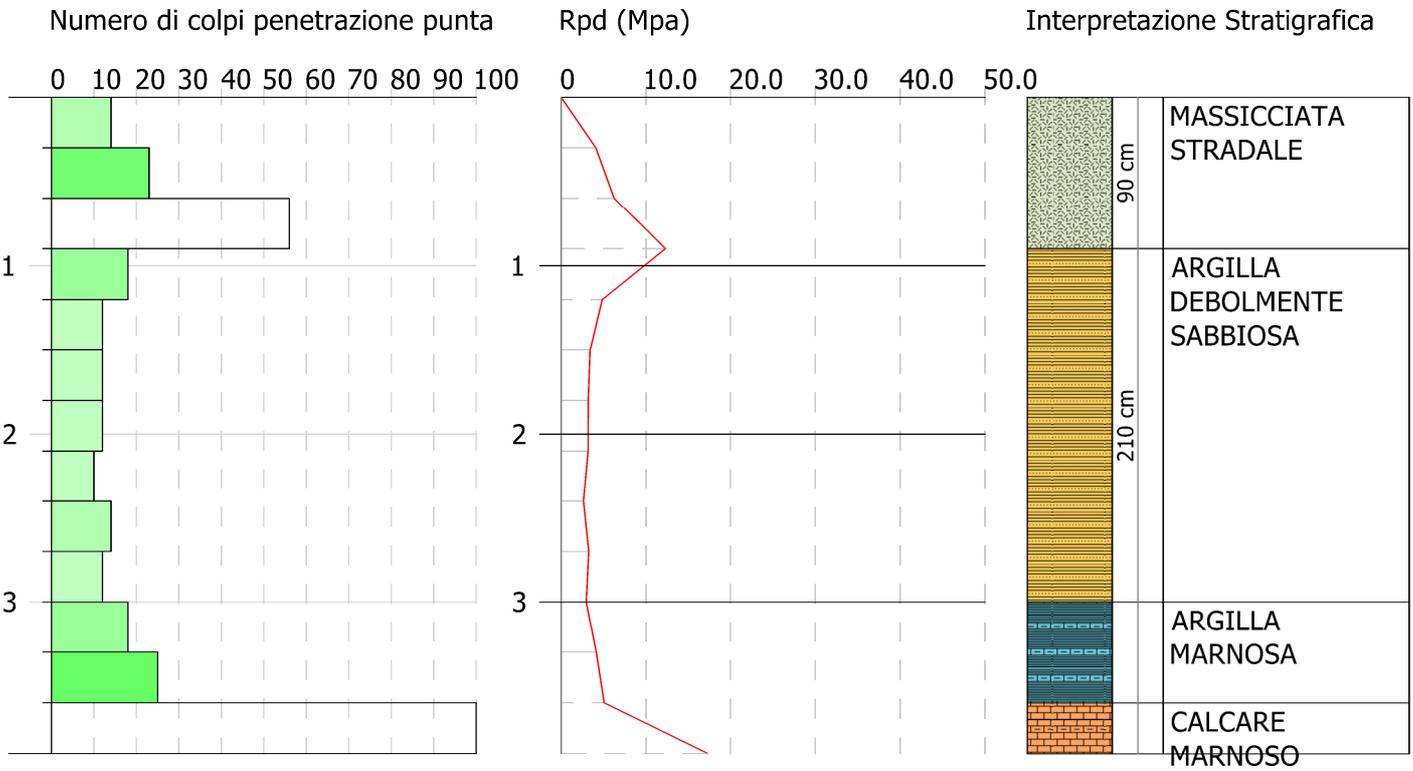
- Tabella dei parametri geotecnici dei terreni attraversati
- Grafici delle prove penetrometriche
- Risultati dell'indagine sismica

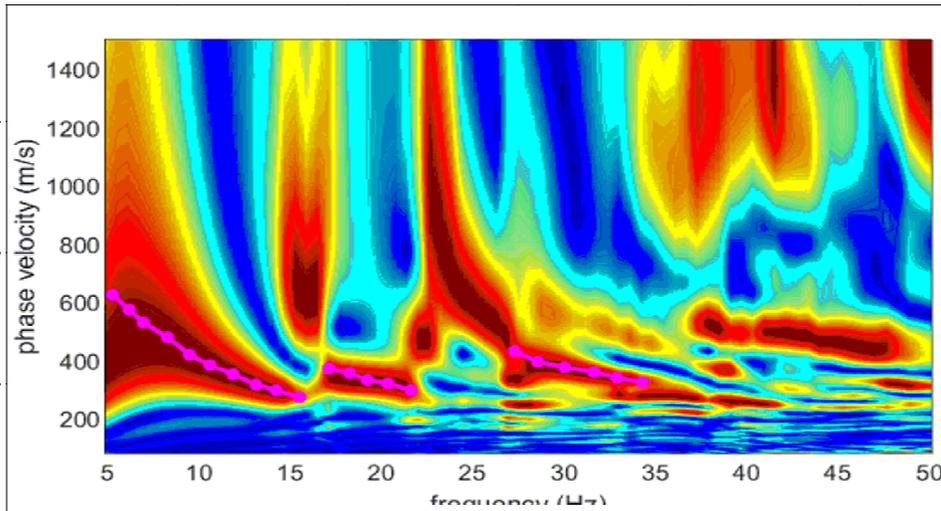
PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI ATTRAVERSATI

STRATO	DESCRIZIONE	H	Nspt	INCOERENTI												COESIVI						
				D _r	φ	γ	γ _{sat}	E _y	E _{ed}	μ	G	V _s	F _s	Ko	Q _c	cu	Q _c	E _{ed}	E _y	γ	γ _{sat}	V _s
A	Massicciata stradale	0.9	/	PARAMETRI NON OMOGENEI																		
B	Argilla debolmente sabbiosa	2.1	10	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	69	2.04	10.57	10.19	19.42	21.38	116
C	Argilla marnosa	0.6	25	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	167	4.96	25.46	24.79	20.79	21.87	150
D	Calcere marnoso	>5	>100	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	500	15.02	76.79	75.12	24.52	24.52	187

H	<i>m</i>	Spessore dello strato	
Nspt	-	Numero di colpi SPT	
D _r	%	Densità relativa	Gibbs & Holtz 1957
φ	°	Angolo di resistenza al taglio	Sowers (1961)
γ	<i>KN/m³</i>	Peso di volume	Meyerhof ed altri
γ _{sat}	<i>KN/m³</i>	Peso di volume saturo	Meyerhof ed altri (COESIVI) Terzaghi-Peck 1948-1967 (INCOERENTI)
E _y	<i>Mpa</i>	Modulo di Young	Apollonia (COESIVI) Bowles 1972 (INCOERENTI)
E _{ed}	<i>Mpa</i>	Modulo edometrico	Stroud e Butler 1975 (COESIVI) - Begemann 1974 (INCOERENTI)
μ	-	Coefficiente di Poisson	(A.G.I.)
G	<i>Mpa</i>	Modulo di deformazione al taglio dinamico	Ohsaki
V _s	<i>m/s</i>	Velocità onde di taglio	Ohta & Goto (1978)
F _s	-	Liquefazione	Seed e Idriss (1971)
Ko	-	Modulo di reazione Ko	Navfac 1971-1982
Q _c	<i>Mpa</i>	Resistenza alla punta penetrometro statico	Robertson 1983
cu	<i>Kpa</i>	coesione non drenata	Terzaghi-Peck



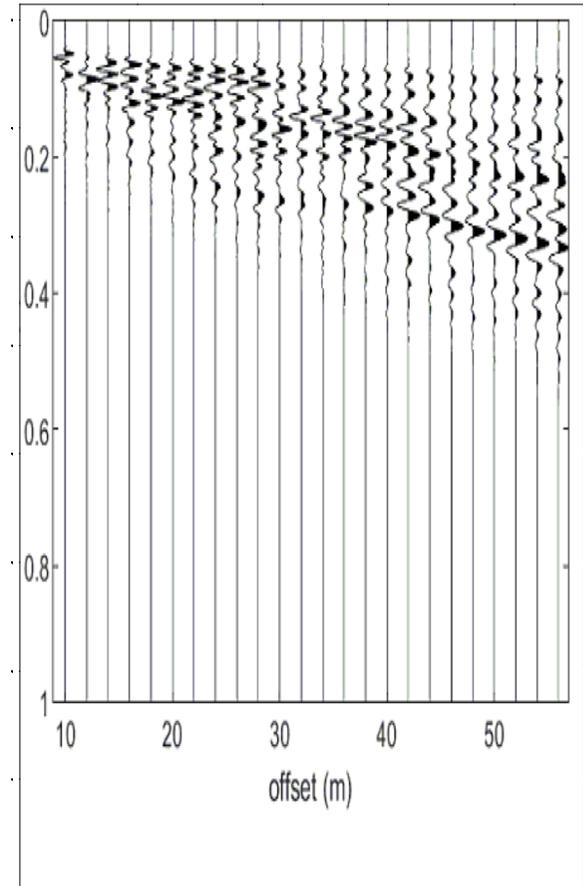




LEGENDA

- + Curva di dispersione misurata
- Curva di dispersione calcolata
- Velocità sismica delle onde S
- Modulo di taglio (Mpasca)
- VsX

Il valore approssimato del peso di volume per il calcolo del parametro G è dato dalla formula $D=1.5 + Vs/1000$



Sismogramma

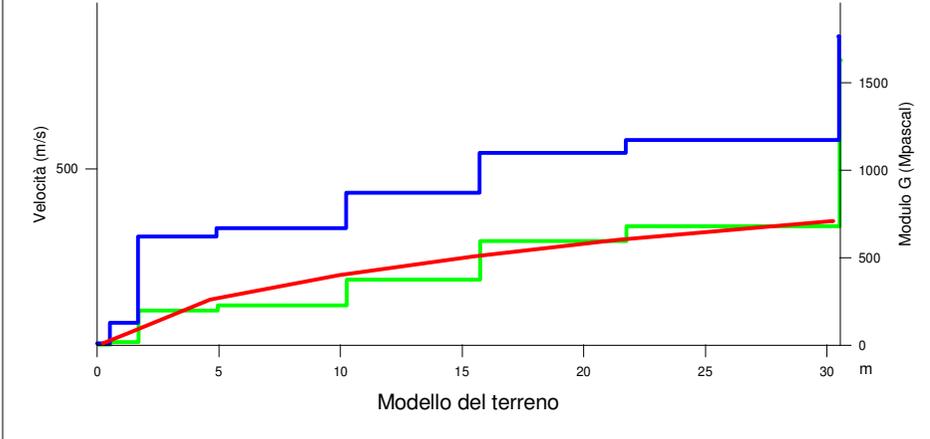
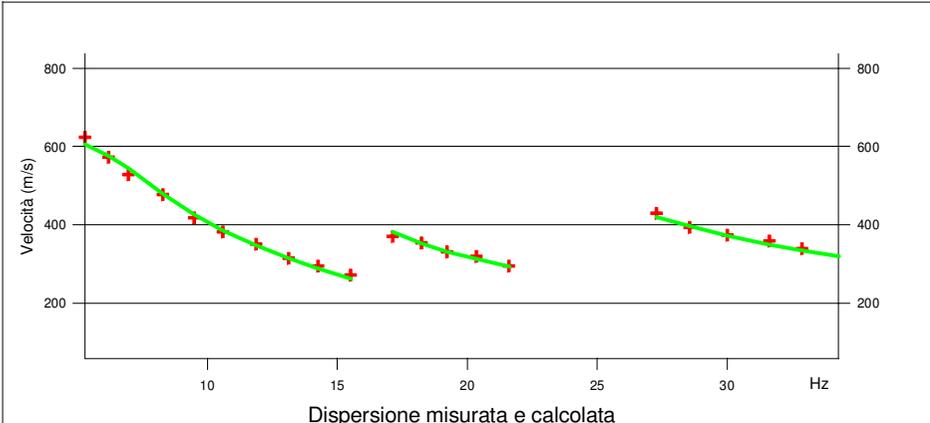


TABELLA DI CALCOLO

Da Prof.	a Prof.	Vs	Hi/Vi	VsX	G
0	.5	59	.0085	59	5
.5	1.7	110	.0106	87	19
1.7	4.9	329	.0098	170	198
4.9	10.2	350	.0152	232	227
10.2	15.7	440	.0125	278	376
15.7	21.7	540	.0111	321	595
21.7	34.5	573	.0153	367	681

VALORE CALCOLATO VS Eq. = 365 m/s

PROVA SISMICA VS30

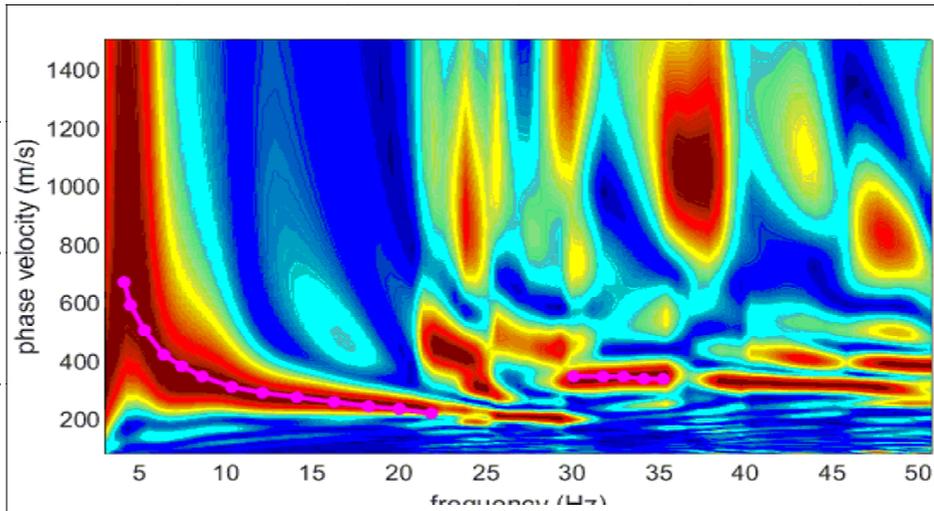
Sisola

Comune di Rocchetta Ligure

Metodologia MASW

VELOCITA' DELLE ONDE S

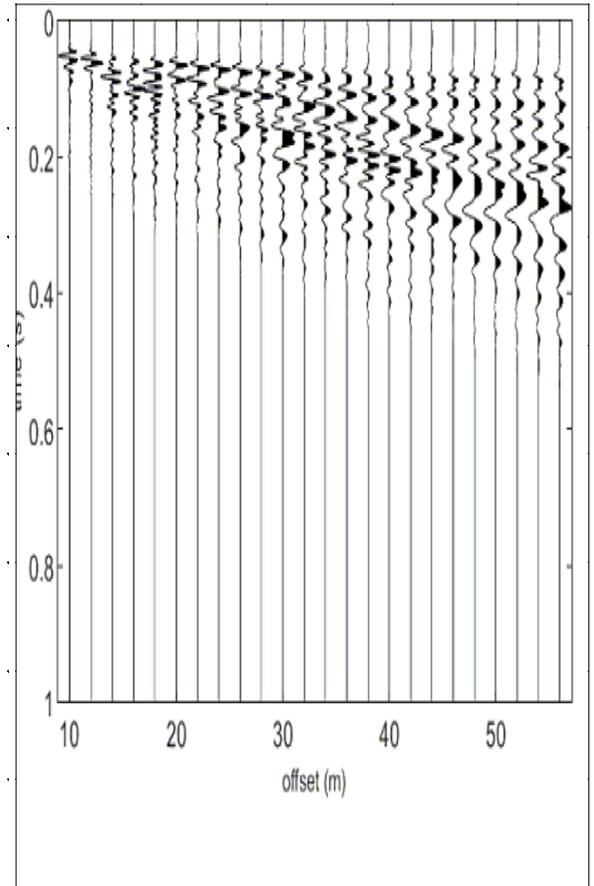
Giugno 2021



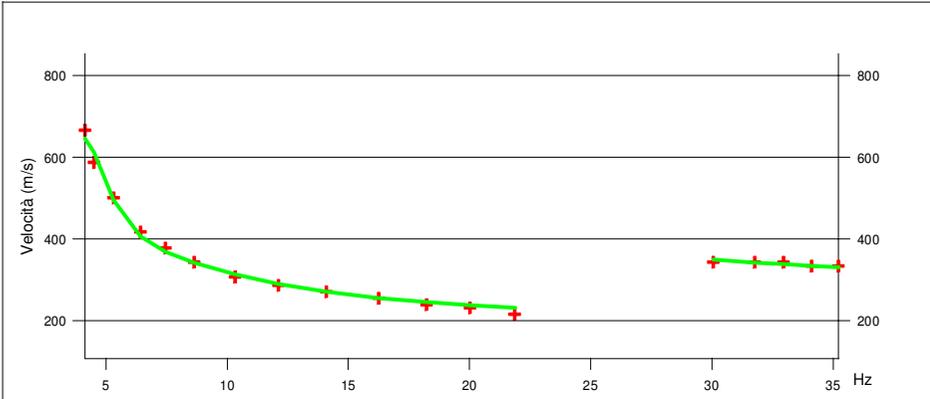
LEGENDA

- + Curva di dispersione misurata
- Curva di dispersione calcolata
- Velocità sismica delle onde S
- Modulo di taglio (Mpasca)
- VsX

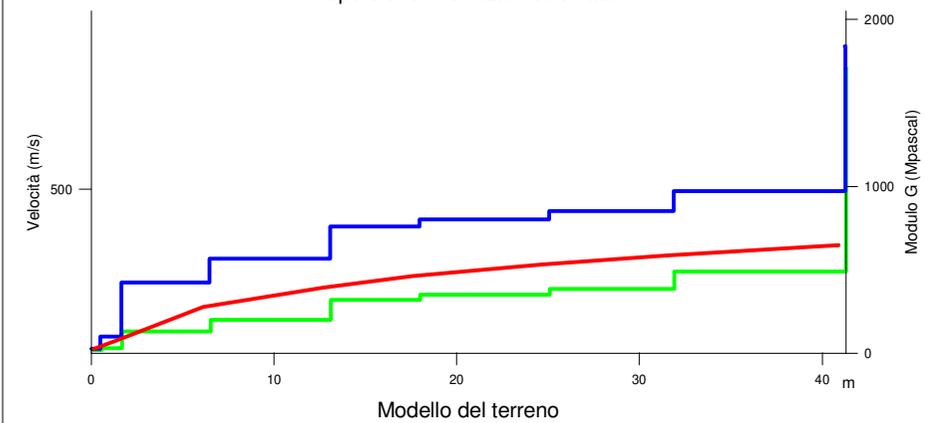
Il valore approssimato del peso di volume per il calcolo del parametro G è dato dalla formula $D=1.5 + Vs/1000$



Sismogramma



Dispersione misurata e calcolata



Modello del terreno

TABELLA DI CALCOLO

Da Prof.	a Prof.	Vs	Hi/Vi	VsX	G
0	.5	108	.0046	108	19
.5	1.6	138	.0083	127	31
1.6	6.5	272	.0178	211	131
6.5	13.1	330	.0199	258	199
13.1	17.9	409	.0119	287	319
17.9	25	427	.0166	316	351
25	31.9	446	.0153	337	387
31.9	41.3	495	.019	364	489

VALORE CALCOLATO VS Eq. = 332 m/s

PROVA SISMICA VS30

Sisola

Comune di Rocchetta Ligure

Metodologia MASW

VELOCITA' DELLE ONDE S

Giugno 2021