

Studio di geologia dott. geol. Monticello Franco

Via Palazzina 14 – 36030 Montecchio Precalcino

Cel: 338-9588713 e-mail: geologomonticello@libero.it

REGIONE VENETO

PROVINCIA DI VICENZA

COMUNE DI MARANO VICENTINO

INDAGINE GEOGNOSTICA E STUDIO GEOLOGICO GEOTECNICO

PROGETTO: COSTRUZIONE DI NUOVI FABBRICATI AGRICOLI IN

AMPLIAMENTO ALL'ALLEVAMENTO AVICOLO

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

(D.M. 17 gennaio 2018)

INDAGINE IDROGEOLOGICA RELATIVA AL SISTEMA DI SMALTIMENTO DEI

REFLUI CIVILI

COMMITTENTE: SOCIETÀ AGRICOLA AVICOLA SUMMANIA SS

Via Mollette, 68

Marano Vicentino

10 settembre 2020

geologo Franco Monticello



A handwritten signature in black ink, appearing to read "Franco Monticello", written over the bottom right portion of the professional stamp.

Indice

1 -	PREMESSA	1
2 -	PRESCRIZIONI P.A.I. – P.A.T.I.:.....	2
3 -	INDAGINI EFFETTUATE.....	2
4 -	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO.....	3
4.1	Ubicazione e caratteristiche morfologiche del sito	3
4.2	Assetto geologico del sito	3
4.3	Assetto idrogeologico del sito	4
5 -	CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO	4
6 -	ELEMENTI DI SISMICITÀ LOCALE	5
6.1	Determinazione dello spettro di risposta.....	5
7 -	VERIFICHE DI SICUREZZA	7
7.1	Premessa.....	7
7.2	Calcolo del valore progettuale di Resistenza Rd agli SLU	7
7.2.1	Verifica collasso per carico limite agli SLU - GEO in CAMPO STATICO: A1+M1+R3.....	7
7.2.2	Verifica collasso per carico limite agli SLU - GEO in CAMPO SISMICO: A1+M1+R3.....	8
8 -	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI	10
9 -	RIEPILOGO DATI CARATTERISTICI GEOTECNICI	10
10 -	SCELTA DEL SISTEMA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE REFLUE	11
10.1	Dimensionamento Sub-Irrigazione	11
10.2	Ubicazione:.....	13
10.3	Manutenzione	14
10.4	Vasca Imhoff.....	14

1 - PREMESSA

Su incarico dello **Studio Tecnico Thiella Geom. Alberto**, con sede in Montecchio Precalcino, e per conto della **Società Agricola Avicola Summania SS**, con sede in Via Mollette, 68 nel comune di Marano Vicentino, è stato redatto il presente studio geologico e geotecnico relativo al progetto di costruzione di nuovi fabbricati agricoli in ampliamento all'allevamento avicolo esistente.

Dati catastali: FOGLIO 2 MAPPALI 80-293-245-186.

Le indagini e le analisi sono state eseguite in ottemperanza a quanto disposto dalla normativa vigente, ed in particolare al **D.M. 17/01/2018** recante “**NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**” (*Testo aggiornato delle norme tecniche per le costruzioni, di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086, alla legge 2 febbraio 1974, n. 64, al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, ed al decreto legge 28 maggio 2004, n. 136, convertito, con modificazioni, dalla legge 27 luglio 2004, n. 186. Le presenti norme sostituiscono quelle approvate con il decreto*

GEOLOGO MONTICELLO FRANCO

ministeriale 14 gennaio 2008.) pubblicato su *Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale.*

2 - PRESCRIZIONI P.A.I. – P.A.T.I.:

Nella redazione della presente relazione sono stati consultati i seguenti documenti cartografici:

- Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico del bacino idrografico del fiume Brenta-Bacchiglione, *Carta della pericolosità idraulica* Comune di Marano Vic. (VI) tavola 20;
- Piano di Assetto del Territorio (P.A.T.), *Carta delle Fragilità* Comune di Marano Vic. (VI), Tavola 3;

Nella documentazione esaminata il sito d'interesse è posto in "Area idonea".

3 - INDAGINI EFFETTUATE

È stata condotta un'indagine geognostica preliminare in sito atta a riconoscere la natura e la successione stratigrafica dei terreni di fondazione, e soprattutto ad individuare i loro parametri meccanici fondamentali, oltre che a determinare l'assetto idrogeologico sia superficiale che profondo del sito.

Allo scopo sono state eseguite **N° 3 prove penetrometriche dinamiche** (DM30), spinte alla profondità massima di 1,50 m, dal piano campagna attuale (p.c.), in corrispondenza di strati consistenti che hanno portato a rifiuto strumentale. L'ubicazione delle prove è riportata nella planimetria allegata.

Le prove penetrometriche sono state eseguite con penetrometro dinamico medio (DM30 - mod. Pagani).

Il metodo di indagine utilizzato consiste nel misurare quanti colpi di maglio (30 Kg), cadente da un'altezza di 20 cm, sono necessari per infiggere nel terreno una batteria di aste per una profondità di infissione di 10 cm.

La resistenza dinamica del terreno viene calcolata mediante una curva di taratura tipica dello strumento considerato e ricavata dalla formula modificata degli "Olandesi".

Il numero di colpi N è stato caricato su un programma di calcolo che ha operato:

- a) la diagrammazione dei colpi in funzione della profondità
- b) l'elaborazione di un "modello meccanico" nel quale compare la resistenza dinamica di punta Rpd.

Dai risultati delle prove penetrometriche eseguite è possibile una ricostruzione stratigrafica nella quale i parametri geotecnici vengono ricavati, per correlazione empirica (SCHMERTMANN, 1977; TERZAGHI & PECK, 1948 - 1967; GIBBS e HOLTZ, 1957; PECK-HANSON-THORNBURN, 1953-1974), dal valore di N_{SPT} (numero di colpi della prova SPT).

È stata considerata inoltre, **un'Indagine Sismica Passiva con tecnica "HVSR"** (Horizontal Vertical Spectra Ratio) (archivio prove effettuate nell'area in precedenza) a stazione singola che si basa sulla misurazione del microtremore ambientale in termini di spettro verticale e orizzontale, per la determinazione degli effetti di sito e la stima del V_{s30}

fondamentale per la definizione della **categoria** di suolo di fondazione come definito dalla normativa vigente.

La tecnica d'indagine utilizzata è conosciuta come *metodo di Nacamura (1989)*, dal nome dello scienziato giapponese che l'ha messa a punto ed è basata sui seguenti presupposti:

- a) il rumore ambientale è generato da riflessioni e rifrazioni di onde di taglio con gli strati superficiali e dalle onde di superficie;
- b) le sorgenti di rumore superficiale non interessano il rumore ambientale alla base di una struttura non consolidata;
- c) gli strati soffici non amplificano la componente verticale del rumore ambientale: questo è composto da onde di superficie tipo Rayleigh generate dall'interazione del vento con le strutture e da attività antropica.

Gli effetti di sito vengono quindi espressi dal rapporto spettrale tra le componenti orizzontali e verticali del rumore ambientale alla superficie del suolo.

È stato utilizzato uno strumento modello VIBRALOG 24 bit per sismica passiva con sensore sismico 3D da superficie, frequenza geofoni 2 Hz, della M.A.E. Advanced Geophysics Instruments.

I risultati delle prove sono riportati in allegato.

4 - CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

4.1 Ubicazione e caratteristiche morfologiche del sito

L'area in oggetto si trova nel comune di Marano Vicentino, lungo via Mollette, ad una quota di circa 161 m s.l.m. in area pianeggiante.

Dal punto di vista geomorfologico nel sito in oggetto non si sono rilevate zone di instabilità, di erosione anormale o di precarietà geomorfologica.

4.2 Assetto geologico del sito

Dal punto di vista geologico il sito in esame è posto nella tipica zona di alta pianura caratterizzata da ghiaie e sabbie prevalenti come evidenziato nella figura sottostante.

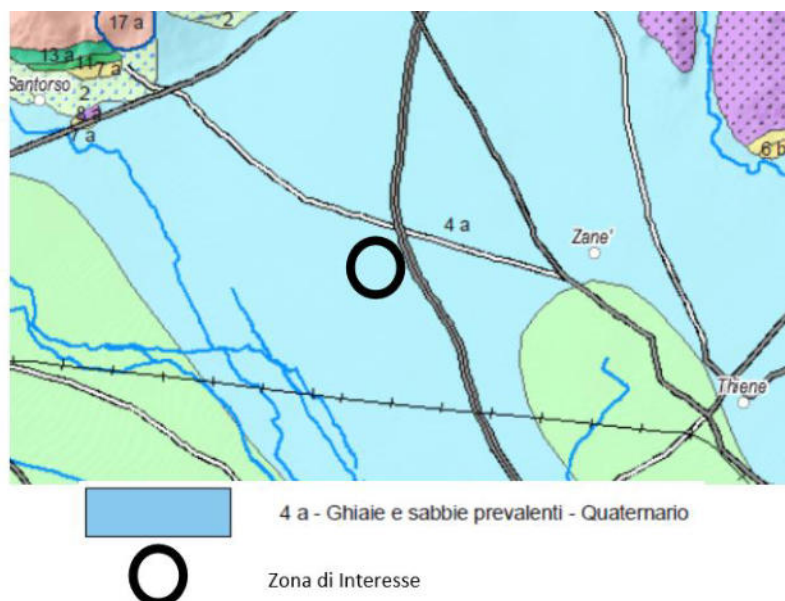


Figura 1: Estratto della carta geologica della provincia di Vicenza con relativa legenda.

GEOLOGO MONTICELLO FRANCO

Con riferimento alle prove svolte, i terreni possono essere suddivisi nella seguente successione di strati, in base alla quota del p.c. locale.

Prove penetrometriche

Strato	Profondità	Natura terreno
1	0.00 ÷ 0,40	Suolo vegetale
2	0.40 ÷ 1.40	Ghiaia in matrice argillosa
3	1.40 ÷ in poi	Ghiaia con ciottoli

Prova HVSR

Strato	Profondità (m)	Natura terreno
1	0.00 ÷ circa 2,3	Strato di copertura
2	circa 2,3 ÷ in poi	bedrock-like

4.3 Assetto idrogeologico del sito

Come definito in precedenza, l'area rientra nella tipica alta pianura vicentina caratterizzata dal punto di vista idrogeologico dalla presenza di un unico acquifero a carattere freatico che, dalla carta idrogeologica del PAT, si attesta alla profondità di circa 100 m s.l.m. corrispondenti a - 61,0 m da piano campagna.

5 - CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA DI PROGETTO

In questo capitolo si vuole definire il Modello Geotecnico del Sottosuolo relativo ai terreni che costituiscono il Volume Significativo interessato dalle nuove opere di fondazione.

Procedendo verticalmente dal p.c., è stato possibile individuare i seguenti parametri geotecnici caratteristici.

STRATO N° 1

Profondità : da p.c. a - 0.40 m
 Natura : Suolo vegetale

STRATO N° 2

Profondità : da - 0.40 m a - 1.40 m
 Natura : Ghiaia in matrice argillosa
 : Angolo d'attrito $\Phi = 28^\circ$
 : Peso di volume: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

STRATO N° 3

Profondità : da - 1.40 m in poi
 Natura : Ghiaia con ciottoli
 : Angolo d'attrito $\Phi = 33^\circ$
 : Peso di volume: $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$

6 - ELEMENTI DI SISMICITÀ LOCALE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante l'identificazione della categoria di sottosuolo del sito di progetto.

Sulla base del quadro geologico emerso nel presente studio, e da quanto evidenziato dalla prova HVSR, il terreno di fondazione ricade nella **categoria B**:

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tabella 1: Categorie di sottosuolo riportate in Tabella 3.2.II delle NTC, con evidenziata la categoria di progetto individuata.

Il territorio è pianeggiante, di conseguenza non sussistono effetti di amplificazione sismica dovuti alla topografia. L'area d'interesse pertanto ricade nella categoria T1 evidenziata in Tabella 2

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 2: Categorie topografiche riportate in Tabella 3.2.III delle NTC, con evidenziata la categoria di progetto individuata

6.1 Determinazione dello spettro di risposta.

Le norme stabiliscono che il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo (nel nostro caso il sito di progetto) è costituito dallo spettro di risposta elastico. Lo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$ è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato), riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

La forma dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali dipende da alcuni parametri (S , T_B , T_C e T_D), che variano in funzione del tipo di sottosuolo, ove S rappresenta

GEOLOGO MONTICELLO FRANCO

un fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione (categoria del suolo di fondazione - S_S) e della topografia S_T , ove $S = S_S \times S_T$, e T_B , T_C e T_D sono i periodi (s) che separano i diversi rami dello spettro.

A questo punto volendo usare il programma di calcolo che fornisce gli **spettri di risposta** rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il sito in esame è necessario fornire i seguenti parametri:

- 1 - Coordinate geografiche sito: Long.: 11°,435376 Lat.: 45°,71321
- 2 - Vita nominale della struttura: $V_N \geq 50$ anni
- 3 - Classe d'uso: classe II
- 4 - Coefficiente d'uso: $C_u = 1$
- 5 - Periodo di riferimento: $V_R = 50$ anni
- 6 - Categoria sottosuolo: B
- 7 - Categoria topografica: T1

I quali danno i seguenti parametri dello spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ per la componente orizzontale per lo stato limite SLV ($P_{VR} = 10\%$):

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g (TR = 475 anni)	0,162 g
F_0 (TR = 475 anni)	2,408
T_c^* (TR = 475 anni)	0,286 s
Coefficiente amplificazione stratigrafica S_S	1,200
Coefficiente funzione della categoria suolo C_c	1,413
Coefficiente amplificazione topografico S_T	1,000
Fattore di struttura q (ipotizzato)	2,500

Parametri dipendenti

S	1,200
$\eta = 1/q$	0,400
T_B (s)	0,135 s
T_C (s)	0,404 s
T_D (s)	2,249 s

Come si vede dal valore $S_T = 1.0$ non si hanno, nel presente caso, effetti di amplificazione del moto sismico dovuti alla topografia, da includere nella valutazione del parametro S.

Dallo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ si ricavano i seguenti **coefficienti sismici** (K_{hi} , K_{hk}):

Inerzia della struttura $K_{hi} = S_d(T1)$	0.188
Periodo fondamentale della struttura $T1$ (s)	
Inerzia del terreno $K_{hk} = \beta_s \times S \times a_g$	0.047
coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima β_s	0.24

7 - VERIFICHE DI SICUREZZA

7.1 Premessa

Il progetto prevede la costruzione di nuovi fabbricati agricoli in ampliamento all'allevamento avicolo esistente, composti da un unico piano fuori terra.

Si ipotizza nella seguente verifica una fondazione di tipo continua, con quota di intradosso alla profondità di circa 0.80 m da quota piano campagna impostata su ghiaia in matrice argillosa.

In questo capitolo si è proceduto per le opere di fondazione alla determinazione del valore di progetto della Resistenza R_d relativamente agli SLU di tipo geotecnico (collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno e per scorrimento sul piano di posa) e alla verifica di sicurezza nei confronti degli SLE (cedimenti del terreno di fondazione).

Di seguito si è verificata la validità della disequazione $E_d \leq R_d$ per ogni combinazione previsto dalle norme; E_d è il valore di progetto delle azioni.

7.2 Calcolo del valore progettuale di Resistenza R_d agli SLU

La verifica di cui sopra è stata condotta applicando il seguente approccio progettuale (NTC):

Approccio 2: **A1+M1+R3**

I valori di progetto dei parametri geotecnici X_d ($C_{u,d}$, C'_{d} , ϕ'_{d} , γ_d) si ricavano dai valori caratteristici, X_k , ai quali va applicato un fattore riduttivo $\gamma_m > 0$ (coefficiente di sicurezza parziale), utilizzando la seguente equazione: $X_d = X_k/\gamma_m$.

I coefficienti parziali relativi alle azioni γ_F sono indicati nella Tab. 6.2.I, mentre i coefficienti γ_m per i parametri del terreno e γ_R per le Resistenze sono ricavati rispettivamente dalle tabelle 6.2.II e 6.4.I delle NTC. Si noti che in campo sismico i coefficienti parziali relativi alle azioni $\gamma_F = 1$.

Il valore di progetto della **capacità portante limite di fondazione** è calcolato mediante l'applicazione della formula di **Hansen** (1970) per fondazioni dirette, sviluppata secondo i suggerimenti di Bowles e con aggiunta dei coefficienti sismici di Maugeri e Novità (2004):

Fabbricato (un piano fuori terra)

Le sollecitazioni ipotizzate (che dovranno essere verificate dallo strutturista), non fattorizzate, agenti alla base della fondazione, ipotizzata larga 0,7 m e lunga 5 m, sono le seguenti:

Permanenti strutturali:	40 kN/m × 5 m =	200 kN
Permanenti non strutturali:	10 kN/m × 5 m =	50 kN
Variabili:	5 kN/m × 5 m =	25 kN

7.2.1 Verifica collasso per carico limite agli SLU - GEO in CAMPO STATICO: A1+M1+R3

Sollecitazioni al piano di posa delle fondazioni:

Coeff. moltiplicativi carichi	Permanenti strutturali	Perman. non strutturali	Variabili	Totali
A1 γ_F	1.3	1.5	1.5	
Sforzo normale (kN)				N (kN)
Valori non fattorizzati	200	50	25	275
A1 valori fattorizzati	260	75	37,5	372,5

GEOLOGO MONTICELLO FRANCO

Fabbricato				
Tipo di fondazione:	continua			
Dimensioni:	B (m) =	0,7	L (m) =	5
Profondità incasso fondazione (m):		0,8		
Litotipi di intradosso: Ghiaia in matrice argillosa Angolo d'attrito interno: $\phi'_k = \phi'_d = 28^\circ$ Coesione non drenata: $Cu_k = Cu_d = 0$ kPa Peso di volume: $\gamma_k = 19$ KN/m ³				
Verifica collasso per carico limite				
Approccio	Capacità portante pRd (kPa)	Capacità portante resistente Rd (kN)	Azione Ed (kN)	
A1+M1+R3	114	114x0,7x5=399	372,5	

La verifica di sicurezza mostra che l'azione del carico Ed è inferiore alla Resistenza di progetto Rd, quindi la disuguaglianza $Ed \leq Rd$ è VERIFICATA.

7.2.2 Verifica collasso per carico limite agli SLU - GEO in CAMPO SISMICO: A1+M1+R3

Nell'analisi sismica delle fondazioni i carichi sollecitanti per ogni approccio utilizzato sono uguali (A1=A2) e i coefficienti parziali sono posti pari ad uno. Pertanto il carico massimo, agente alla base della fondazione, ipotizzata larga 0,7 m e lunga 5 m, è pari a 275 kN.

Fabbricato				
Tipo di fondazione:	continua			
Dimensioni:	B (m) =	0,7	L (m) =	5
Profondità incasso fondazione (m):		0,8		
Litotipi di intradosso: Ghiaia in matrice argillosa Angolo d'attrito interno: $\phi'_k = \phi'_d = 28^\circ$ Coesione non drenata: $Cu_k = Cu_d = 0$ kPa Peso di volume: $\gamma_k = 19$ KN/m ³ Coefficienti sismici: - Inerzia della struttura $Khi = 0.188$ - Inerzia del terreno $Khk = 0.047$				
Verifica collasso per carico limite				
Approccio	Capacità portante pRd (kPa)	Capacità portante resistente Rd (kN)	Azione Ed (kN)	
A1+M1+R3	106	106x0,7x5=371	275	

La verifica di sicurezza mostra che l'azione del carico Ed è inferiore alla Resistenza di progetto Rd, quindi la disuguaglianza $Ed \leq Rd$ è VERIFICATA.

GEOLOGO MONTICELLO FRANCO

Combinazione (A1+M1+R3) IN CAMPO STATICO

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI

Metodo di Hansen, 1970, come illustrato da Bowles, 1991*

Riferimenti normativi: DM 14/01/08 e Circ. CCSSLLPP 617/09

	Rd	114	kPa	Ed	106	kPa
Ed ≤ Rd, OK, verificato!						
<i>INPUT GEOTECNICO</i>						
FS globale gamma-R	γ _R	2,30		sc		1,08
Carico verticale sulla fondaz, KN	Nd	372,5		sq		1,07
Componente orizzontale del carico, kN	Hd	0		sg		0,94
Inerzia del suolo: Khk (C7.11.5.3.1.7.)	Khk	0,000				
Angolo di attrito, di progetto gradi	Φd	28		dc		1,34
coesione di progetto, kPa	cd	0		dq		1,26
Densità terreno sotto la fondaz, kN m ⁻³	γ' f	19		dg		1
Densità vespaio o riporto, kN m ⁻³	γ' v	17				
Profondità di incasso	D	0,8		ic		1,00
Larghezza di fondazione, m	B	0,7		iq		1
Lunghezza fondazione, m	L	5		ig		1
Eccentricità secondo B, m	eb	0				
Eccentricità secondo L, m	el	0		hqf		0,71
Inclinazione del piano campagna, gradi	b	0		hcf		0,8
Forze inerziali del suolo? (s = sì, n = no)	z	s		hgf		1
Frazione spinta passiva, %	Epd	0		rg		1
VALORI DERIVATI						
Area efficace (con eccentricità)	A'	3,5				
Taglio sismico, KN	H	0				
Pressione su terreno in condiz. statiche, kPa	P	106				

Combinazione (A1+M1+R3) IN CAMPO SISMICO

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONI

Metodo di Hansen, 1970, come illustrato da Bowles, 1991*

Riferimenti normativi: DM 14/01/08 e Circ. CCSSLLPP 617/09

	Rd	106	kPa	Ed	79	kPa
Ed ≤ Rd, OK, verificato!						
<i>INPUT GEOTECNICO</i>						
FS globale gamma-R	γ _R	2,30		sc		1,08
Carico verticale sulla fondaz, KN	Nd	275		sq		1,07
Componente orizzontale del carico, kN	Hd	0		sg		0,94
Inerzia del suolo: Khk (C7.11.5.3.1.7.)	Khk	0,047				
Angolo di attrito, di progetto gradi	Φd	28		dc		1,34
coesione di progetto, kPa	cd	0		dq		1,26
Densità terreno sotto la fondaz, kN m ⁻³	γ' f	19		dg		1
Densità vespaio o riporto, kN m ⁻³	γ' v	17				
Profondità di incasso	D	0,8		ic		1,00
Larghezza di fondazione, m	B	0,7		iq		1
Lunghezza fondazione, m	L	5		ig		1
Eccentricità secondo B, m	eb	0				
Eccentricità secondo L, m	el	0		hqf		0,71
Inclinazione del piano campagna, gradi	b	0		hcf		0,8
Forze inerziali del suolo? (s = sì, n = no)	z	s		hgf		0,81
Frazione spinta passiva, %	Epd	0		rg		1
VALORI DERIVATI						
Area efficace (con eccentricità)	A'	3,5				
Taglio sismico, KN	H	0				
Pressione su terreno in condiz. statiche, kPa	P	79				

8 - VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Nella verifica agli stati limite in condizioni di esercizio deve essere verificata l'entità dei cedimenti dei terreni di fondazione.

Deve essere verificato che sotto le sollecitazioni di progetto il terreno sia stabile e non presenti deformazioni permanenti incompatibili con i requisiti di funzionalità della struttura. Deve essere verificata la seguente condizione:

$$W_{calc} < W_{amm}$$

$$\text{Ove: } W_{calc} = W_o + W_{cI} + W_{cII} + W_{sism}$$

con:

w_o = cedimento immediato o distorsionale

w_{cI} = cedimento di consolidazione primaria (o di volume)

w_{cII} = cedimento di consolidazione secondaria

w_{sism} = cedimento dovuto all'azione sismica

Nel caso specifico, considerando il terreno di fondazione posto in corrispondenza del substrato ghiaioso-argilloso, i cedimenti indotti sono da considerarsi di natura prevalentemente elastica (w_o), e dovuti in gran parte alla struttura stessa.

9 - RIEPILOGO DATI CARATTERISTICI GEOTECNICI

Di seguito si riporta il riepilogo dei dati caratteristici dell'area indagata:

Proprietà principali del terreno:

Piano Campagna:	161 m s.l.m.	Tipo di terreno:	granulare
Rilevamento della falda	no	Angolo d'attrito =	28,0°
Falda da letteratura	100 m s.l.m. corrispondente a		-61 m da p.c.

Fondazione, capacità portante del terreno e cedimenti:

Tipologia di fondazione	continua	
Larghezza minima verificata	b=	0,7 m
Capacità portante	Q_{lim}	Q (coeff. 2,3) SLU-GEO Approccio 2: A1+M1+R3
campo statico	262,2 kPa	114 kPa
campo sismico	243,8 kPa	106 kPa
Cedimenti	primari elastici	

Caratteristiche sismiche:

Frequenza di picco	V_{S30}	Categoria sismica
11,41 (Hz)	388 (m/s)	B

10 - SCELTA DEL SISTEMA DI SMALTIMENTO DELLE ACQUE REFLUE

Tenuto conto degli spazi a disposizione e della permeabilità elevata del substrato ghiaioso, ritengo possibile che lo smaltimento delle acque reflue avvenga mediante **sub irrigazione semplice**.

10.1 Dimensionamento Sub-Irrigazione

Al fine di dimensionare correttamente i sistemi di trattamento dei reflui, occorre determinare innanzitutto il numero di abitanti equivalenti (A.E.), che per convenzione si possono definire come di seguito riportato:

Calcolo convenzionale del numero di **abitanti equivalenti** (A.E.).

Tipologia	Parametri
Casa di civile abitazione (conteggio dei posti letto)	1 A.E. per camera da letto con superficie fino a 14 m ² - 2 A.E. per camera da letto con superficie superiore a 14 m ² .
Albergo o complesso ricettivo	Come per le case di civili abitazione; aggiungere 1 A.E. ogni qualvolta la superficie di una stanza aumenta di 6 m ² oltre i 14 m ² .
Case vacanza o situazioni particolari in cui l'utilizzo stagionale consente forti densità abitative	È opportuno riferirsi alla potenzialità massima effettiva prevedibile.
Fabbriche e laboratori artigianali	1 A.E. ogni 2 dipendenti, fissi o stagionali, durante la massima attività.
Ditte e uffici commerciali	1 A.E. ogni 3 dipendenti fissi o stagionali, durante la massima attività.
Ristoranti e trattorie	È necessario calcolare la massima capacità ricettiva delle sale da pranzo considerando che una persona occupa circa 1,20 m ² . Ai clienti si somma il personale dipendente. 1 A.E. ogni 3 persone così risultanti.
Bar, Circoli e Club	Come al punto precedente, ma calcolando 1 A.E. ogni 7 persone.
Scuole	1 A.E. ogni 10 posti banco (massima potenzialità).
Cinema, Stadi e Teatri	1 A.E. ogni 30 posti (massima potenzialità).

Da progetto risulta che il servizio igienico è utilizzato da un solo dipendente; il n° di A.E. risulta quindi pari a 1.

Le acque luride (nere e gialle o saponate) devono pervenire ad un sistema di trattamento in grado di garantire il rispetto dei parametri della Tabella 4 dell'Allegato 5 al D. Lgs. n. 152 dell'11 maggio 1999.

Tale sistema è in genere costituito da un sistema di trattamento primario (vasca tipo Imhoff per le acque nere e condensa grassi, che scarica a valle della Imhoff, per le acque gialle o saponate), e se necessario, in funzione delle portate dello scarico, da un sistema di trattamento secondario (depuratore a fanghi attivi, fitodepuratore, filtro percolatore, ecc.).

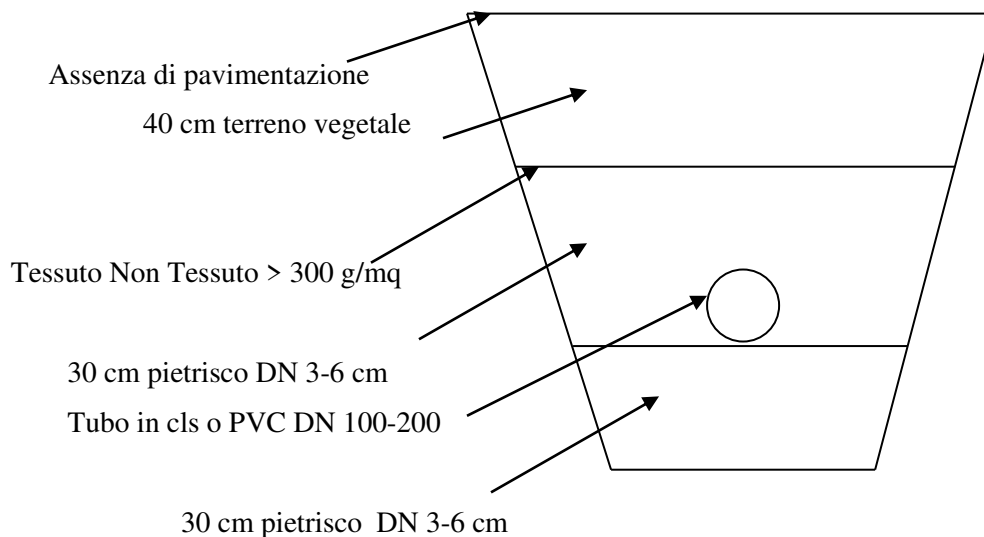
Dopo tale trattamento i reflui in uscita si convogliano in un pozzetto di miscelazione, raccolta e campionamento ove è possibile prelevare i campioni per eventuali analisi.

Le acque chiarificate, sempre mediante condotte a tenuta, raggiungono la condotta disperdente (è consigliata l'installazione di un pozzetto di cacciata, che evita l'intasamento della rete disperdente).

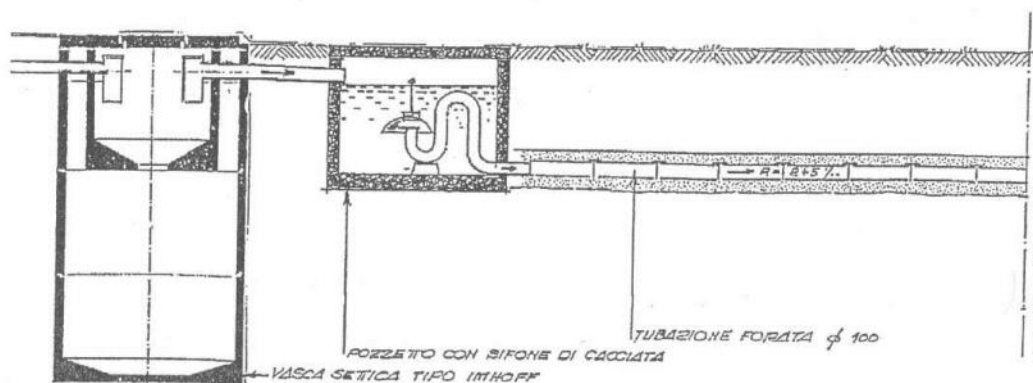
Le acque meteoriche debbono sempre avere condotte e sistemi di smaltimento separati.

La condotta disperdente deve rispondere alle seguenti caratteristiche:

- La profondità minima della trincea di posa delle condotte disperdenti, per evitare impaludamenti superficiali, deve essere di circa 1,00 m, mentre la larghezza alla base sarà di circa 60 cm, con pareti inclinate secondo la consistenza del terreno.
- La trincea di posa deve essere comunque almeno 1,00 m sopra la falda idrica del terreno.
- La parte inferiore dello scavo deve essere riempita di pietrisco di diametro medio 3-6 cm, per un'altezza tale da portare il fondo tubo a circa 60-70 cm di profondità.
- Il tubo deve essere coperto con pietrisco di diametro medio 3-6 cm per almeno 30-40 cm.
- Sopra il piano del pietrisco deve essere posto del TNT (Tessuto Non Tessuto o geotessuto) di grammatura > a 300 g/mq per evitare che il sovrastante terreno vegetale vada a chiudere i vuoti del pietrisco.
- Il cavo rimanente deve essere colmato con il terreno vegetale di risulta dello scavo.
- La condotta disperdente deve essere costituita da tubi forati, per consentire all'acqua chiarificata di filtrare nel terreno, di diametro variabile, DN 100 – 200, in funzione delle portate dello scarico, con pendenza tra 0,2 e 0,5% (sempre in rapporto a portata e diametro condotta), dei seguenti materiali:
 - gres o calcestruzzo. Sopra i tubi disperdenti ed in particolare ove questi vengono distaccati, occorre porre in opera coppi o lastre di cemento allo scopo di impedire che il terreno sovrastante penetri all'interno delle tubature ostruendole;
 - PVC corrugato flessibile.
- Se la condotta è composta da più tubazioni (es. spina di pesce) queste devono essere distanziate l'una dall'altra di almeno 1,50 m.
- È buona norma prevedere una ispezione a valle del sistema di subirrigazione.



Schema 1: Sezione impianto di sub-irrigazione



Schema 2: Sezione longitudinale della sub-irrigazione

- La lunghezza della tubatura disperdente è in relazione agli abitanti ed alla natura del terreno come risulta dalla seguente Tabella 3:

TIPO DI TERRENO	LUNGHEZZA CONDOTTA DISPERDENTE
Sabbia sottile, materiale leggero o di riposo	Mt. 2,00 per Abitante Equivalente
Sabbia grossa o pietrisco	Mt. 3,00 per Abitante Equivalente
Sabbia sottile con argilla	Mt. 5,00 per Abitante Equivalente
Argilla con un po' di sabbia	Mt. 10,00 per Abitante Equivalente
Argilla compatta	Non adatta (è possibile fare una subirrigazione drenata)

Tabella 3: Parametri indicativi lunghezza condotta disperdente in funzione tipo di terreno.

Si ritiene opportuno, alla luce delle caratteristiche del terreno di natura essenzialmente ghiaiosa, considerare 3 m per A.E.

È possibile quindi definire le dimensioni della sub-irrigazione nel seguente modo:

Abitanti previsti	1	A.E.
Lunghezza condotta per Abitante Equivalente	3	m
Lunghezza complessiva condotta	3	m
Profondità trincea	1,0	m
Larghezza trincea alla base	0,6	m

10.2 Ubicazione:

- Tutto il sistema di sub-irrigazione deve essere posto ad una distanza > di 30 metri da utilizzazioni idriche.
- Le condotte disperdenti non debbono essere costruite in aree pavimentate o altre analoghe sistemazioni, che possono ostacolare il passaggio di aria sul terreno (sono esclusi anche i parcheggi con pavimentazione drenante).

10.3 Manutenzione

Si dovrà controllare periodicamente se sussistono eventuali intasamenti del vespaio e impaludamenti superficiali del terreno e se il sifone funziona regolarmente.

10.4 Vasca Imhoff

Avendo stabilito che il numero di A.E. è pari a 1, dalla Tabella 4 successiva è possibile ricavare il dimensionamento della vasca imhoff da adottare.

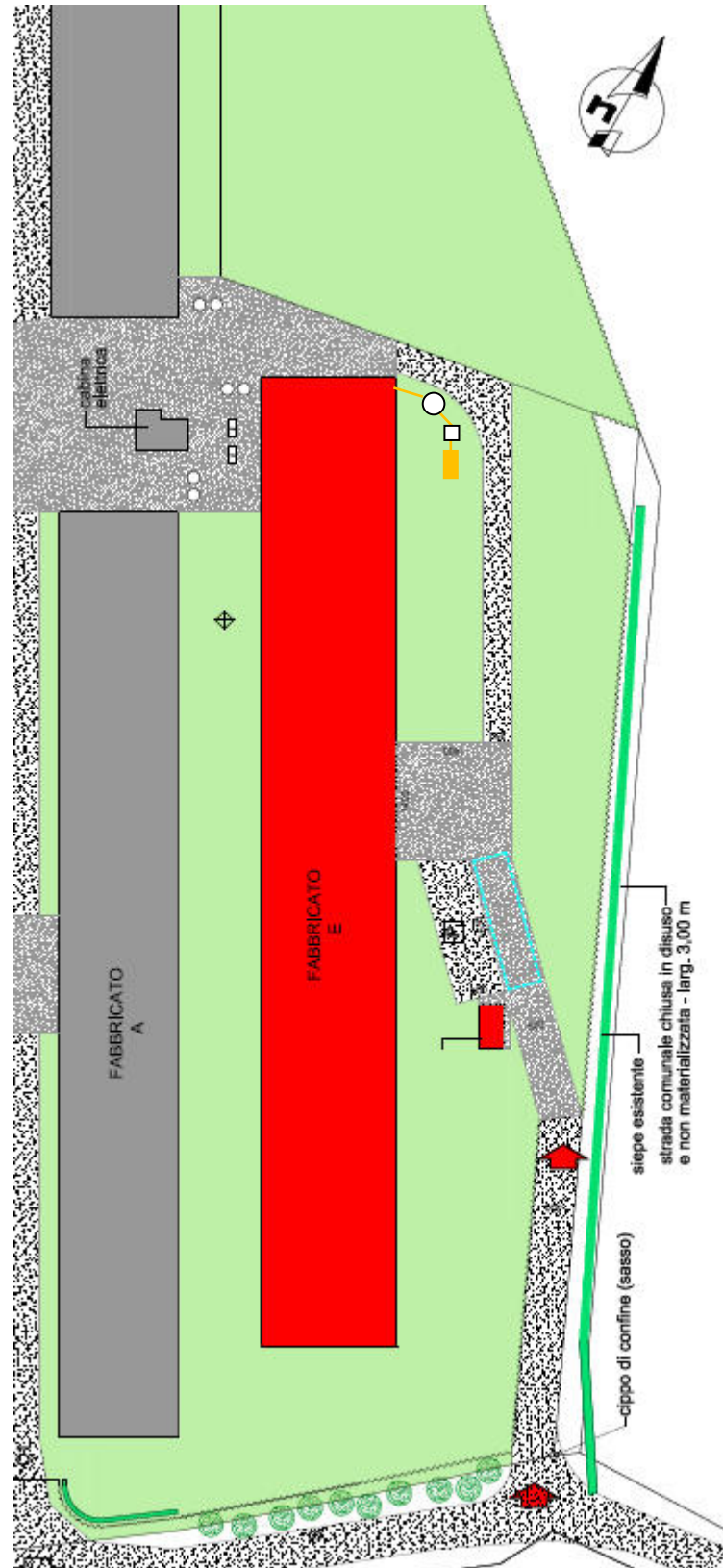
CONTENUTO MINIMO EFFETTIVO DI LIQUAMI				
Abitanti n.	<i>Comparto sedimentazione</i>		<i>Comparto digestione</i>	
	contenuto totale	lt./abitante	contenuto totale	lt./abitante
fino a 10	600	60	2000	200
fino a 20	1.100	55	4.000	200
fino a 30	1.500	50	6.000	200
fino a 40	2.000	50	7.000	175
fino a 60	2.700	45	9.000	150
fino a 80	3.200	40	10.000	125
fino a 100	4.000	40	12.000	120

Tabella 4 – Dimensionamento fosse settiche tipo imhoff (tab. da C.M. della G.R.V. n° 35 del 4/06/96)

10 settembre 2020

Geologo Franco Monticello

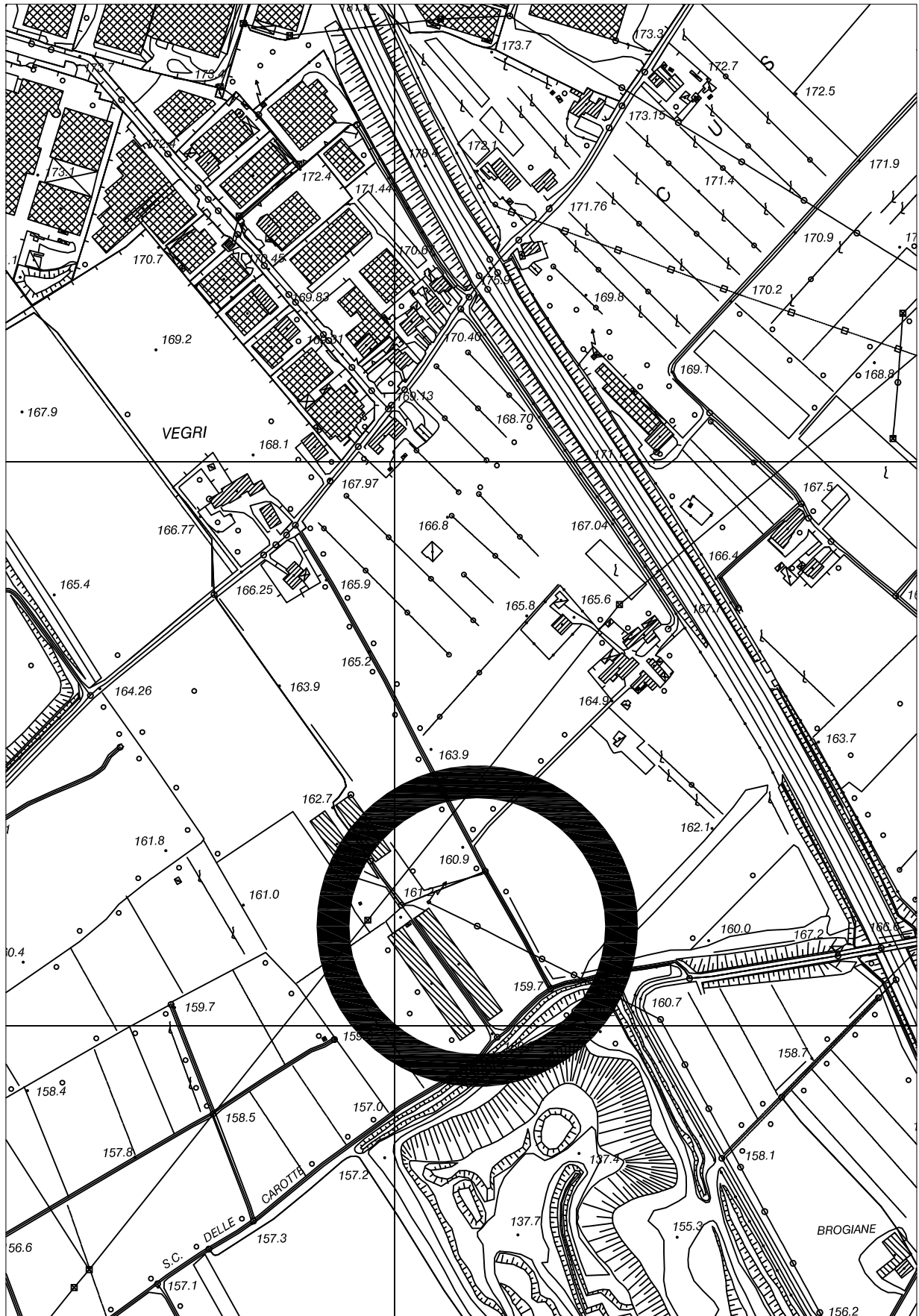




- POZZETTO DI CACCIATA
- VASCA IMHOFF
- SUBIRRIGAZIONE 3 m

Figura 2: disposizione indicativa della sub irrigazione.

Estratto C.T.R. con ubicazione del sito

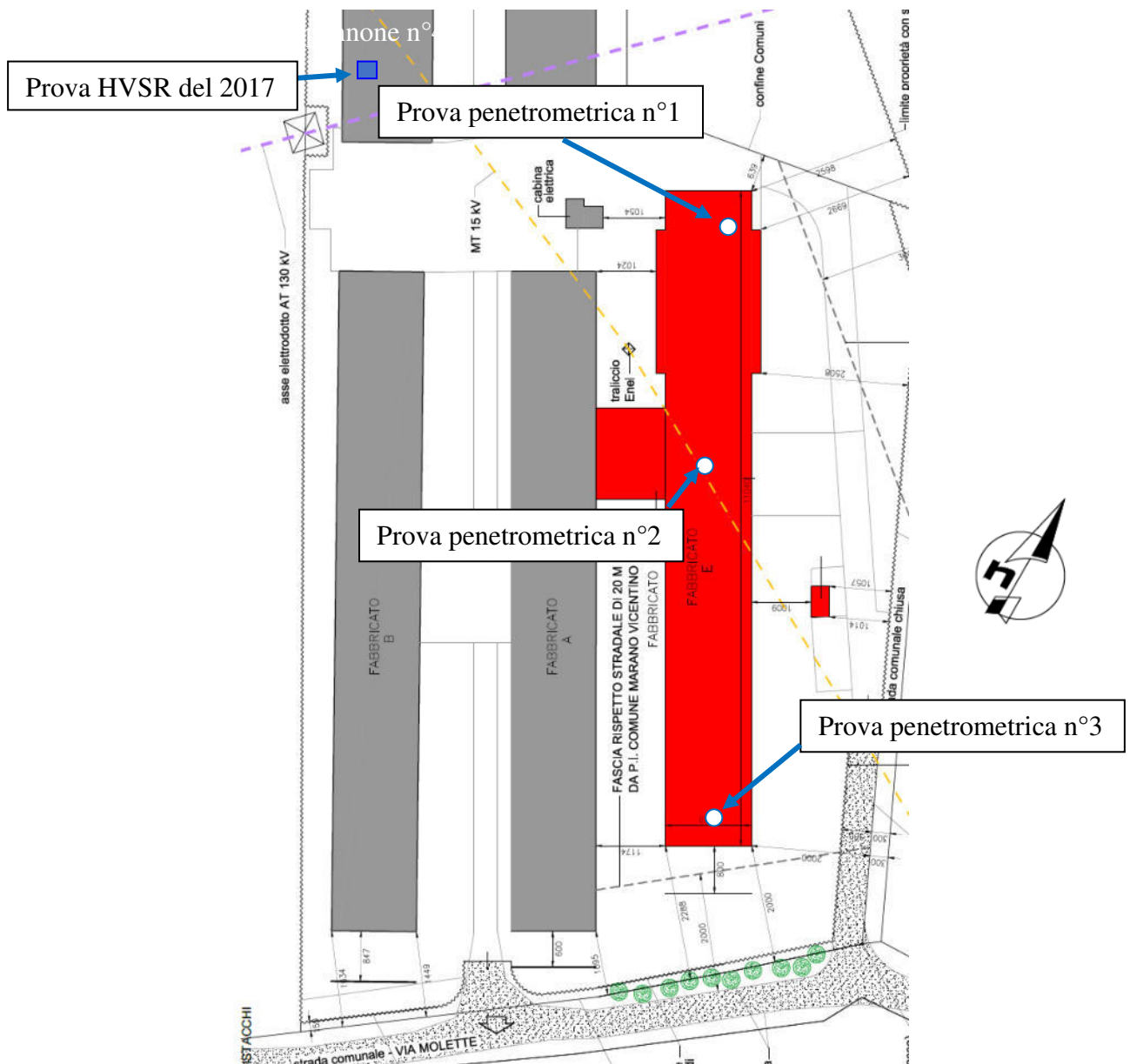


Scala 1:5.000



Estratto Mappa catastale con ubicata l'area di interesse

Foglio n°2 mappali 80-293-245-186



Planimetria con ubicazione delle prove

GEOLOGO MONTICELLO FRANCO

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 1

- indagine :
- cantiere : Soc. Agricola Avicola Summania ss
- località : Via Mollette, Marano Vic.
- note :
- data : 02/09/2020
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

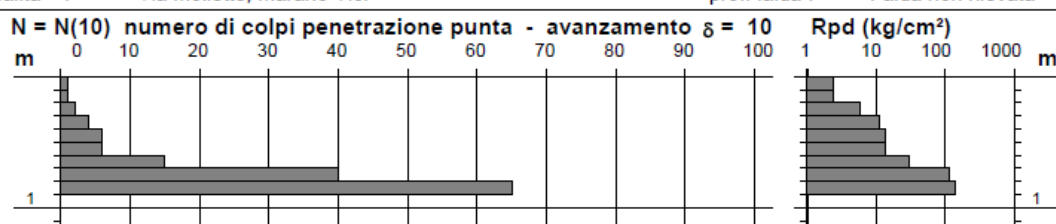
Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,10	1	3,9	----	1	0,50 - 0,60	6	23,3	----	1
0,10 - 0,20	1	3,9	----	1	0,60 - 0,70	15	58,2	----	1
0,20 - 0,30	2	7,8	----	1	0,70 - 0,80	40	155,2	----	1
0,30 - 0,40	4	15,5	----	1	0,80 - 0,90	65	252,2	----	1
0,40 - 0,50	6	23,3	----	1					

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 1

Scala 1: 50

- indagine :
- cantiere : Soc. Agricola Avicola Summania ss
- località : Via Mollette, Marano Vic.
- note :
- data : 02/09/2020
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 2

- indagine :
- cantiere : Soc. Agricola Avicola Summania ss
- località : Via Mollette, Marano Vic.
- note :
- data : 02/09/2020
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

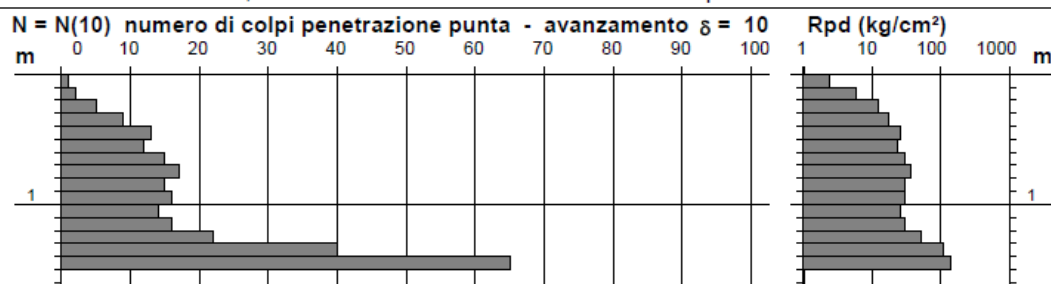
Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,10	1	3,9	----	1	0,80 - 0,90	15	58,2	----	1
0,10 - 0,20	2	7,8	----	1	0,90 - 1,00	16	59,0	----	2
0,20 - 0,30	5	19,4	----	1	1,00 - 1,10	14	51,6	----	2
0,30 - 0,40	9	34,9	----	1	1,10 - 1,20	16	59,0	----	2
0,40 - 0,50	13	50,4	----	1	1,20 - 1,30	22	81,1	----	2
0,50 - 0,60	12	46,6	----	1	1,30 - 1,40	40	147,5	----	2
0,60 - 0,70	15	58,2	----	1	1,40 - 1,50	65	239,8	----	2
0,70 - 0,80	17	65,9	----	1					

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 2

Scala 1: 50

- indagine :
- cantiere : Soc. Agricola Avicola Summania ss
- località : Via Mollette, Marano Vic.
- note :
- data : 02/09/2020
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 3

- indagine :		- data :	02/09/2020
- cantiere :	Soc. Agricola Avicola Summania ss	- quota inizio :	p.c.
- località :	Via Mollette, Marano Vic.	- prof. falda :	Falda non rilevata
- note :		- pagina :	1

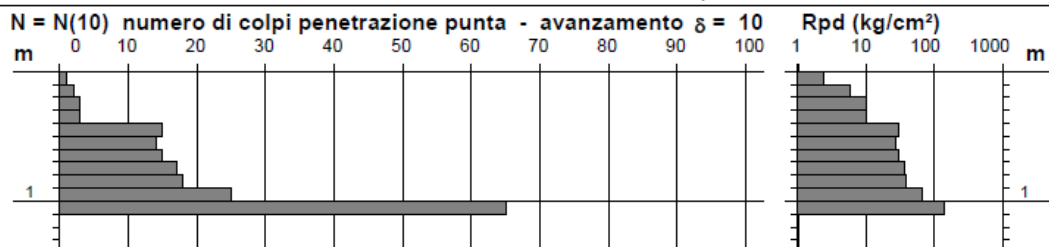
Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,10	1	3,9	----	1	0,60 - 0,70	15	58,2	----	1
0,10 - 0,20	2	7,8	----	1	0,70 - 0,80	17	65,9	----	1
0,20 - 0,30	3	11,6	----	1	0,80 - 0,90	18	69,8	----	1
0,30 - 0,40	3	11,6	----	1	0,90 - 1,00	25	92,2	----	2
0,40 - 0,50	15	58,2	----	1	1,00 - 1,10	65	239,8	----	2
0,50 - 0,60	14	54,3	----	1					

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 3

Scala 1: 50

- indagine :		- data :	02/09/2020
- cantiere :	Soc. Agricola Avicola Summania ss	- quota inizio :	p.c.
- località :	Via Mollette, Marano Vic.	- prof. falda :	Falda non rilevata



HVlab report

sito: Società Agricola Avicola Summania SS

lat: 45°,71349324

lon: 11°,43406059

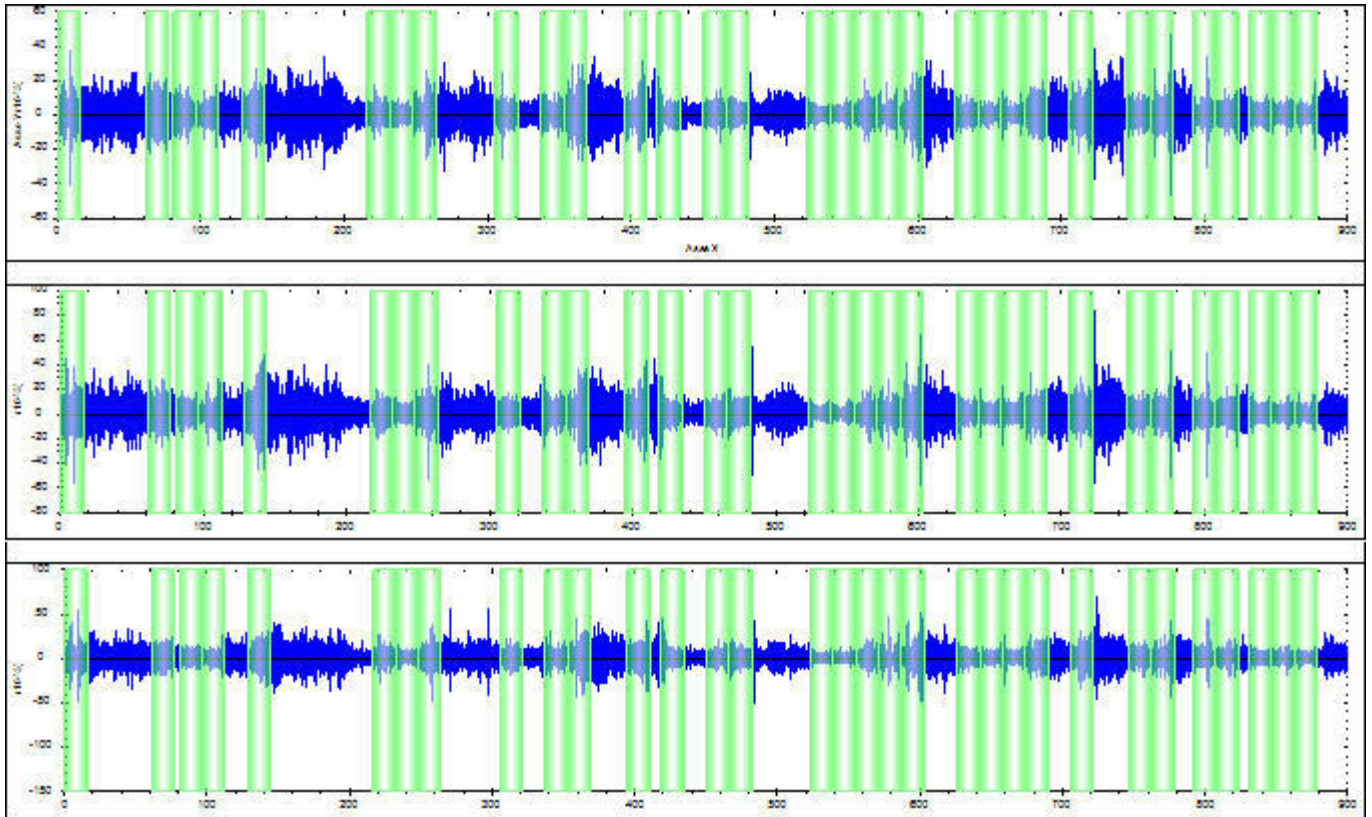
DETTAGLI ACQUISIZIONE

strumento: M.A.E. Vibralog

file: 07144503.BIN

data: 07/03/2017 17:39:53

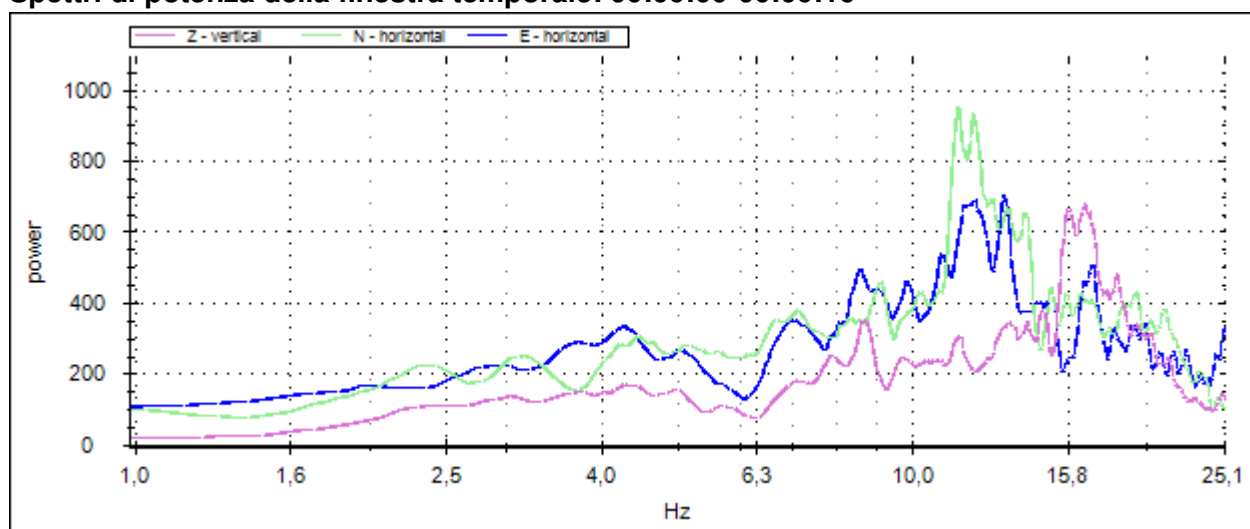
durata: 00:15:00



ELABORAZIONE

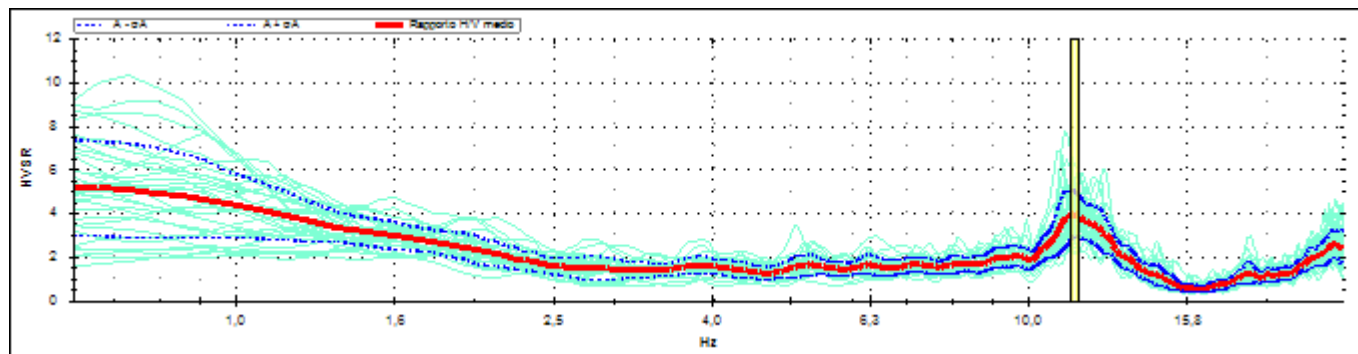
frequenza di campionamento: 250 Hz
 finestre temporali (nw): 32
 tempo di ogni finestra (Lw): 16 s
 intervallo di ricerca: 0,6-16,0 Hz
 costante di lisciamento: 11

Spettri di potenza della finestra temporale: 00:00:00-00:00:16



RISULTATI

curve HVSR:



frequenza di picco (fo): $11,41 \pm 0,36$ Hz

classificazione picco: evidente

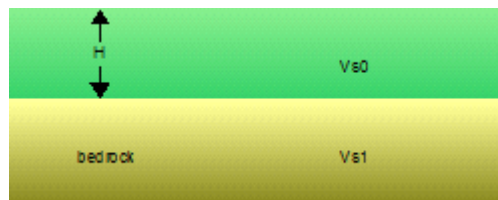
dettagli affidabilità:

- 1) $f_0 > 10/Lw$: **SI** (11,41 > 0,63)
- 2) $nc(f_0) > 200$: **SI** (5844 > 200)
- 3) per $f_0/2 < f < 2f_0$, $\sigma A(f) < 2$: **SI** (max $\sigma A(f) = 1,3$)

dettagli evidenza:

- 1) $A(f^-) < A_0/2$: **SI** ($f^- = 2,81$ Hz)
- 2) $A(f^+) < A_0/2$: **SI** ($f^+ = 13,18$ Hz)
- 3) $A_0 > 2$: **SI** ($A_0 = 3,9$)
- 4) $f_{peak}[A(f) \pm \sigma A(f)] = f_0 \pm 5\%$ **NO** ($Df = 0,73$)
- 5) $\sigma f < \varepsilon(f_0)$ **SI** ($\sigma f = 0,36$; $\varepsilon(f_0) = 0,57$)
- 6) $\sigma A(f_0) < \theta(f_0)$ **SI** ($\sigma A(f_0) = 1,01$; $\theta(f_0) = 1,58$)

STIMA Vs30



spessore strato di copertura (H): 2,3 m

velocità del bedrock (Vs1) 500 m/s

velocità strato di copertura (Vs0): 105 m/s

velocità media (Vs30): 388 m/s

alluvioni spesse tra 5 e 20 metri su substrato rigido (Vs1>800m/s): NO

terreno liquefacibile: NO

categoria di suolo (secondo l'O.P.C.M. n.3274 del 20 marzo 2003): B

Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessore di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360m/s e 800 m/s (ovvero con NSPT > 50, o cu > 250 kPa).



Foto 1: Esecuzione della prova penetrometrica n°1



Foto 2: Esecuzione della prova penetrometrica n°2



Foto 3: Esecuzione della prova penetrometrica n°3