REV.01	APRILE 2020
PROGETTO DEFINITIVO	



STUDIOGAGGERO

SAVONA – VIA PIA 130 R – FAX 019/8386702 – TEL 019/829463
CELL. 335/303133 – E-MAIL ing.gaggero@libero.it

El. G	**COMUNE DI BERGEGGI**
	SETTO SEMIPERMEABILE IN PALI DI LEGNO E COMPLETAMENTO PAIOLATO IN LEGNO PER ACCOSTO STAGIONALE NELLA PARTE OCCIDENTALE DEL LITORALE DI BERGEGGI
	RELAZIONE DI CALCOLO E RELAZIONE GEOLOGICA

NP 2145		**Dott. ing. Paolo GAGGERO** **C.F. GGGPLA49H27I480F** **Collaboratore Dott. Ing. Luca ROSSI**
Aprile 2020	**FILE NP 2145 Bergeggi difesa**	

ORDINE INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI SAVONA
PAOLO GAGGERO
INGEGNERE
N° 463

NP 2145

COMUNE DI BERGEGGI

SETTO SEMIPERMEABILE IN PALI DI LEGNO E COMPLETAMENTO PAIOLATO IN LEGNO PER ACCOSTO STAGIONALE NELLA PARTE OCCIDENTALE DEL LITORALE DI BERGEGGI

PROGETTO DEFINITIVO

REV.01

El. G: RELAZIONE DI CALCOLO E RELAZIONE GEOLOGICA

Dott. Ing. Paolo Gaggero
Collaboratore Dott. Ing. Luca Rossi

Aprile 2020

RELAZIONE DI CALCOLO

SOMMARIO

1 GENERALITÀ 3

2 IL PROGETTO STRUTTURALE 4

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 4

2.2 MODALITÀ DI CALCOLO 4

2.3 TIPO DI ANALISI 4

2.4 ACCIAI 4

2.5 LEGNO PER PALI 5

2.6 L'AZIONE DELL'ONDA MARINA 6

3 ASPETTI GEOTECNICI 7

3.1 CARICO LIMITE PALI DI FONDAZIONE 8

3.1.1 COLLASSO PER CARICO LIMITE DELLA PALIFICATA NEI RIGUARDI DEI CARICHI ASSIALI 8

3.1.2 COLLASSO PER CARICO LIMITE DELLA PALIFICATA NEI RIGUARDI DEI CARICHI TRASVERSALI 12

4 MODELLO DI CALCOLO – INVERNALE 17

4.1 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE E VERIFICHE DI SICUREZZA 19

5 MODELLO DI CALCOLO – ESTIVO 1 22

5.1 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE E VERIFICHE DI SICUREZZA 24

6 MODELLO DI CALCOLO – ESTIVO 2 27

6.1 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE E VERIFICHE DI SICUREZZA 29

1 GENERALITÀ

Oggetto della presente relazione di calcolo sono le strutture che costituiscono il pennello semipermeabile, posizionato in testa al cosiddetto Molo Madonnetta a Bergeggi.

La struttura è realizzata da pali Φ 30 in legno di essenze idonee (ontano, rovere, azobè od altre; esiste esperienza di guida per il progetto nella laguna di Venezia) disposti a coppie con interasse longitudinale 1.20 ml e trasversale 0.85 ml ed intervallate da un singolo palo centrale, in modo da realizzare la semipermeabilità ai moti del traposto solido. I pali sono posati nel fondale previa perforazione a rotazione(elica) e/o rotopercussione e posizionamento di un tubo forma in acciaio, da sfilare successivamente al posizionamento del palo in legno. La struttura è completata stagionalmente con la posa di un impalcato in legno che realizza un piccolo pontile di ormeggio temporaneo, utile all'imbarco e sbarco per le piccole imbarcazioni.

La lunghezza prevista per i pali è pari a:

7.50 ml entro la batimetrica -1.00 ml;

10.50 ml oltre la batimetrica -1.00 ml;

La forma longitudinale dell’opera è rettilinea spezzata sulla testa, in due bracci di lunghezza 20m e 10m. La profondità del fondale in testa è di circa 2.0/2.5 m.

2 IL PROGETTO STRUTTURALE

Il progetto strutturale prevede di analizzare la statica di un concio di pontile composto da 5 pali, a favore della sicurezza considerati alti H=5.00m come da figura.

Essi saranno collegati in sommità da una serie di travi in acciaio che hanno la funzione anche di sorreggere l'impalcato ligneo.

Saranno analizzate tre configurazioni di carico:

- Invernale – l'azione dell'onda di progetto investe solo il fusto del palo in quanto l'impalcato è rimosso in questa stagione
- Estiva 1 - l'azione dell'onda di progetto investe il fusto del palo e anche l'impalcato presente in questa stagione, in assenza di persone sul pontile
- Estiva 2 - l'azione dell'onda di progetto investe il fusto del palo e anche l'impalcato presente in questa stagione ma con intensità ridotta del 50%, in presenza di persone sul pontile

La condizione sismica non è considerata in quanto sensibilmente inferiore all'azione dell'onda marina, in considerazione anche della notevole leggerezza e flessibilità della struttura.

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. 17.01.2018 NORME TECNICHE
- CIRCOLARE 27.07.2018 SULLE NTC 2018

2.2 MODALITÀ DI CALCOLO

La valutazione dei carichi agenti sulle strutture e le verifiche di sicurezza sono condotte utilizzando il metodo semiprobabilistico degli Stati Limite.

2.3 TIPO DI ANALISI

L'analisi delle caratteristiche di sollecitazione all'interno degli elementi strutturali è elastica lineare, condotta attraverso l'utilizzo di software agli elementi finiti e di statica tradizionale.

2.4 ACCIAI

- BULLONI ZINCATI CL. 8.8
- ACCIAIO PER PROFILI METALLICI ZINCATO A CALDO S355

2.5 LEGNO PER PALI

- ROVERE QUERCE S

PROFILO CARATTERISTICO

CLASSE DI RESISTENZA (Gruppo EN338 / EN 11035): Querce S

RESISTENZA CARATTERISTICA			
Flessione	$f_{m,k}$ =	42	[N/mm^2]
Trazione parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$ =	25	[N/mm^2]
Trazione ortogonale alle fibre	$f_{t,90,k}$ =	0,8	[N/mm^2]
Compressione parallela alle fibre	$f_{c,0,k}$ =	27	[N/mm^2]
Compressione ortogonale alle fibre	$f_{c,90,k}$ =	5,7	[N/mm^2]
Taglio	$f_{v,k}$ =	4	[N/mm^2]
RIGIDEZZA			
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,meam}$ =	12000	[N/mm^2]
Modulo elastico ortogonale medio	$E_{90,meam}$ =	800	[N/mm^2]
Modulo elastico parallelo caratteristico	$E_{0,05}$ =	10100	[N/mm^2]
Modulo elastico tangenziale medio	G_{meam} =	750	[N/mm^2]
MASSA			
Massa volumica caratteristica	φ =	8,25	[kN/m^3]

VALORI DI PROGETTO

I valori della resistenza di calcolo si ottengono mediante la relazione seguente:

$$X_d = k_{mod} * X_k / \gamma_m$$

dove:
k_{mod} è il coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della durata del carico e dell'umidità;
γ_m è il coefficiente di sicurezza per il materiale.

Coefficiente parziale γ_m: Legno massiccio — γ_m = 1,5

Combinazione I

Classe di servizio: Classe di servizio 2 — $k_{mod;I}$ = 1,1

Classe di durata del carico: Istantanea - Vento, sisma

Combinazione II

Classe di servizio: Classe di servizio 2 — $k_{mod;II}$ = 0,8

Classe di durata del carico: Media durata (1 settimana - 6 mesi) - Carichi variabili in genere

RESISTENZA DI CALCOLO (Combinazione I)			
Flessione	$f_{m,d}$ =	30,80	[N/mm^2]
Trazione parallela alle fibre	$f_{t,0,d}$ =	18,33	[N/mm^2]
Trazione ortogonale alle fibre	$f_{t,90,d}$ =	0,59	[N/mm^2]
Compressione parallela alle fibre	$f_{c,0,d}$ =	19,80	[N/mm^2]
Compressione ortogonale alle fibre	$f_{c,90,d}$ =	4,18	[N/mm^2]
Taglio	$f_{v,d}$ =	2,93	[N/mm^2]
RESISTENZA DI CALCOLO (Combinazione II)			
Flessione	$f_{m,d}$ =	22,40	[N/mm^2]
Trazione parallela alle fibre	$f_{t,0,d}$ =	13,33	[N/mm^2]
Trazione ortogonale alle fibre	$f_{t,90,d}$ =	0,43	[N/mm^2]
Compressione parallela alle fibre	$f_{c,0,d}$ =	14,40	[N/mm^2]
Compressione ortogonale alle fibre	$f_{c,90,d}$ =	3,04	[N/mm^2]
Taglio	$f_{v,d}$ =	2,13	[N/mm^2]

2.6 L'AZIONE DELL'ONDA MARINA

La profondità massima del fondale davanti all'opera è circa p=2.50m. Con il semplice calcolo derivato dalla teoria dell'onda solitaria, l'altezza d'onda che raggiunge l'opera può essere determinata con la formula

A = 0.78 · p= 0.78·2.50m = 1.95m, approssimato in A=2.00m

Nell'onda che tracima il moto ellittico delle particelle d'acqua si trasforma in un moto di traslazione, che investe le opere incontrate come una corrente. La velocità assunta dalla corrente può essere valutata (in esito al frangimento) con espressione a vantaggio di sicurezza, non inferiore e comunque pari alla celerità c della stessa:

$$c = \sqrt{g \cdot p}$$

dove p è la profondità considerata, e g=9.81m/s^2 l'accelerazione di gravità.

Si ottiene quindi: $c = \sqrt{9.81 \cdot 2.5} = 4.95 m/s$

La corrente investe l'opera e le trasmette un'azione che può essere a sua volta valutata con la seguente formula:

$$F = \frac{\alpha \cdot c^2}{2 \cdot g} \cdot \gamma_{am}$$

ove

α = 0.8	coefficiente di forma che per profili cilindrici
α = 1.0	coefficiente di forma che per profili piani
γ_{am}=10.3 KN/m^3	peso specifico acqua marina = 10.3 KN/m^3

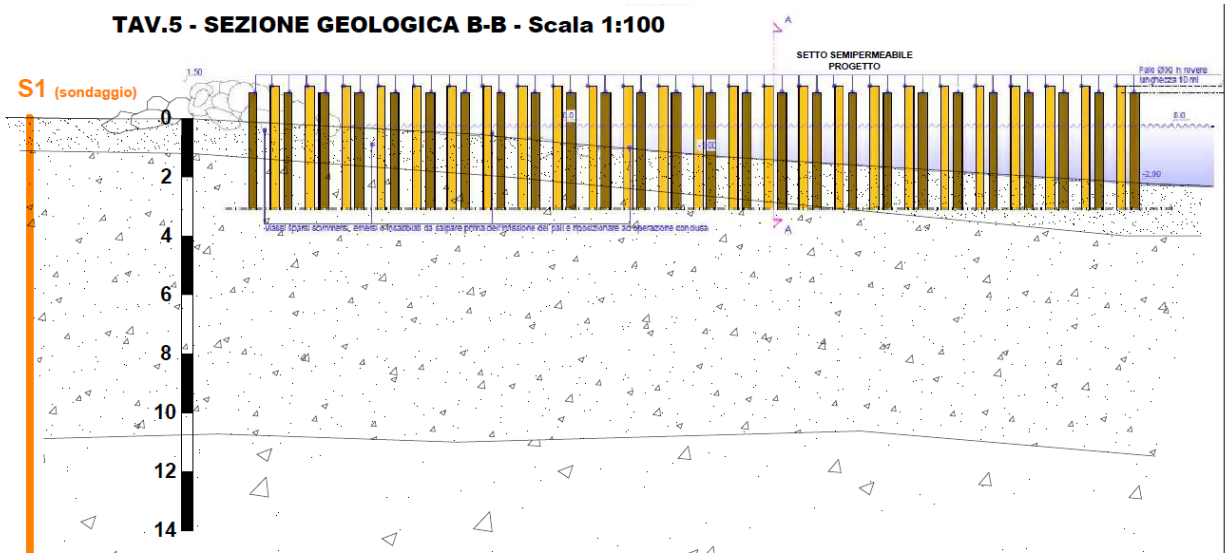
Si ottiene quindi:

$F_1 = \frac{0.8 \cdot 4.95^2}{2 \cdot 9.81} \cdot 10.3 = 10.3 KN/m^2$ per l'azione sui pali

$F_2 = \frac{1 \cdot 4.95^2}{2 \cdot 9.81} \cdot 10.3 = 13.0 KN/m^2$ per l'azione sui profili dell'impalcato

3 ASPETTI GEOTECNICI

Sulla base della Relazione a firma del Geol. Dott. Roberto Macciò sono stati estrapolati i seguenti parametri geotecnici per l'orizzonte litostratigrafico individuato:



Deposito di spiaggia con ciottoli arrotondati e ghiaie arrotondate

Alternanza di ghiaie e sabbie con matrice fine limosa con aumento compattezza in profondità e trovanti rocciosi di metasedimento (deposito di paleofrana)

All'orizzonte "alternanze di ghiaie…..", strato in cui i pali troveranno l'infissione sono attribuiti i seguenti parametri geotecnici,

Parametri geotecnici	TERRENO sabbioso-ghiaioso in matrice limosa con blocchi rocciosi
Angolo di attrito interno	φ=32°
Peso di volume naturale medio	γnat=1.9 t/mc
Peso di volume saturo medio	γsat=2.1 t/mc
Coesione media	c=0.05 kg/cmq
Coesione non drenata	C_u=0.15 kg/cmq
Coefficiente attrito palo/terreno	f'=0.4 (13°)
Densità relativa	D_r=65%
Modulo elastico (Young)	E=30 MPa
Modulo di taglio	μ=135 MPa
Modulo Edometrico	E_d=30 MPa
Costante di Winkler	$K_1(b_1)$=10 kg/cmc

3.1 CARICO LIMITE PALI DI FONDAZIONE

Secondo il D.M. 17.01.2018 nelle verifiche di sicurezza per le fondazioni su pali devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni su pali saranno effettuate con riferimento ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

- SLU di tipo geotecnico (GEO):

collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;

collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;

collasso del terreno per carichi laterali (orizzontali)

- SLU di tipo strutturale (STR)

raggiungimento della resistenza a presso-flessione dei pali.

COLLASSO PER CARICO LIMITE DELLA PALIFICATA NEI RIGUARDI DEI CARICHI ASSIALI

Le verifiche saranno effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II.

Tab. 6.2.I – *Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni*

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 [1]	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

[1] Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

Tab. 6.2.II – *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Per pali soggetti a carichi assiali il valore di progetto R_d della portata si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della tabella 6.4.II:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

Tab. 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1);
- metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota (§ 6.4.3.7.1).

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo è dedotta da calcoli analitici inserendo dei fattori correttivi funzione del numero di verticali indagate: $R_k = \frac{N_R}{\xi}$

Tab. 6.4.IV - *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate*

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nel caso in esame il numero di verticali indagate risulta 1 per cui i fattori di correlazione ξ_3=1,70 e ξ_4=1,70.

La portata limite N_R del tratto efficace del micropalo vale:

$$N_R = \gamma_t \quad S \quad L \quad K_2 \quad K_2^{'} + \frac{1}{2} \quad \gamma_t \quad \pi \quad D \quad L^2 \quad K_3$$

dove il primo termine rappresenta la portata di punta del micropalo e il secondo quella per attrito laterale ed esattamente:

- γ_t = peso specifico del terreno
- S = sezione della perforazione
- L = lunghezza efficace del palo
- D = diametro della perforazione
- ϕ = angolo di attrito del terreno

K_2 ,K'_2 ,K_3 sono parametri dipendenti dall'angolo di attrito secondo le seguenti espressioni:

$$k_2 = \tan^2\left(45° + \frac{\phi}{2}\right) \quad e^{\pi \ \tan\phi} \qquad k_2^{'} = 1 + 0.32 \quad \tan^2\phi \qquad k_3 = \tan\phi \cdot e^{\frac{19}{30}\cdot\tan\phi\cdot\left(4+\tan^{2/3}\phi\right)}$$

Pali – L=6.50m (infissione)

Nel nostro caso i Pali hanno diametro di perforazione D=300 mm e risulteranno infissi nel materiale detritico grossolano per almeno 6.5 metri di lunghezza.

M1 $\quad tg\ \phi_D = tg\ \phi_k/1 = tg\ 32° = 0.62$

$\gamma_D = \gamma_k/1 = 13\ KN/m^3$ (presenza di falda)

φ	32	A=	$tg^2(45+\varphi/2)$	=	tg 61	3,25
		B=	$e^{\pi xC}$	=		7,11
		C=	$tg\varphi$	=	tg 32	0,62

k_2 = 23,15

φ	32	A=	$tg^2\varphi$	=	tg^2 32	0,39
		B=	A*0,32	=		0,12

$k_2^{'}$ = 1,12

φ	32	A=	$tg\varphi$	=	0,62
		B=	e^{CxD}	=	6,50
		C=	(19/30)tgφ	=	0,40
		D=	4+E	=	4,73
		E=	$(tg\varphi)^{2/3}$	=	0,73

k_3 = 4,064

Per cui:

$$N_R = \gamma_t \quad S \quad L \quad K_2 \quad K_2' + \frac{1}{2} \quad \gamma_t \quad \pi \quad D \quad L^2 \quad K_3$$

γ_t	=	13 KN/m^3	IN FALDA
S	=	0,070 m^2	
L	=	6,5 m	
D	=	0,3 m	
k_2	=	23,15	
k_2'	=	1,12	
k_3	=	4,024	
A	=	153,36 KN	
B	=	1041 KN	

Trascurando la portata di punta

N_R = 1041 KN

La portata caratteristica N_k del singolo palo vale: $N_K = \frac{N_R}{\xi}$

N_R	=	1041 KN
ξ	=	1,7
N_K	=	612,4 KN

Secondo l' APPROCCIO 2: (A1+M1+R3) $N_{R,D,compr} = \frac{N_{R,K}}{\gamma_R} = \frac{N_{R,K}}{1.15}$

$$N_{R,D,traz} = \frac{N_{R,K}}{\gamma_R} = \frac{N_{R,K}}{1.25}$$

$N_{R,k}$	612,4 KN
$\gamma_{R,com}$	1,15
$\gamma_{R,traz}$	1,25
$N_{R,D,comp}$	533 KN
$N_{R,D,traz}$	490 KN

COLLASSO PER CARICO LIMITE DELLA PALIFICATA NEI RIGUARDI DEI CARICHI TRASVERSALI

I parametri che regolano lo studio del problema del singolo palo soggetto ad azioni orizzontali sono: la geometria e la rigidezza del palo, la rigidezza e la resistenza ultima del terreno.

Il modello ad elementi finiti utilizzato per lo studio è basato sulla schematizzazione del terreno alla Winkler, con distribuzione del parametro di rigidezza orizzontale KH crescente con la profondità z, secondo la formula:

$$K_H = nh \cdot \frac{z}{D}.$$

D=300mm è il diametro del palo

nh=1.63 kg/cm^3 è il gradiente di rigidezza per sabbie sotto falda mediamente compatte secondo la proposta di Reese & Van Impe.

MODULO DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO AL VARIARE DELLA PROFONDITA' K_h=nh·z/d

DOVE:

	nh	=	1,63	kg/cm^3						
	d	=	30	cm						
	z	=	0	cm	k_h	=	0	kg/cm^3	0,0E+00	KN/m3
	z	=	10	cm	k_h	=	0,5433	kg/cm^3	5,4E+03	KN/m3
	z	=	20	cm	k_h	=	1,0867	kg/cm^3	1,1E+04	KN/m3
	z	=	30	cm	k_h	=	1,63	kg/cm^3	1,6E+04	KN/m3
	z	=	40	cm	k_h	=	2,1733	kg/cm^3	2,2E+04	KN/m3
	z	=	50	cm	k_h	=	2,7167	kg/cm^3	2,7E+04	KN/m3
	z	=	60	cm	k_h	=	3,26	kg/cm^3	3,3E+04	KN/m3
	z	=	70	cm	k_h	=	3,8033	kg/cm^3	3,8E+04	KN/m3
	z	=	80	cm	k_h	=	4,3467	kg/cm^3	4,3E+04	KN/m3
	z	=	90	cm	k_h	=	4,89	kg/cm^3	4,9E+04	KN/m3
	z	=	100	cm	k_h	=	5,4	kg/cm^3	5,4E+04	KN/m3
	z	=	150	cm	k_h	=	8,2	kg/cm^3	8,2E+04	KN/m3
	z	=	200	cm	k_h	=	10,9	kg/cm^3	1,1E+05	KN/m3
	z	=	250	cm	k_h	=	13,6	kg/cm^3	1,4E+05	KN/m3
	z	=	300	cm	k_h	=	16,3	kg/cm^3	1,6E+05	KN/m3
	z	=	350	cm	k_h	=	19,0	kg/cm^3	1,9E+05	KN/m3
	z	=	400	cm	k_h	=	21,7	kg/cm^3	2,2E+05	KN/m3
	z	=	450	cm	k_h	=	24,5	kg/cm^3	2,4E+05	KN/m3
	z	=	500	cm	k_h	=	27,2	kg/cm^3	2,7E+05	KN/m3
	z	=	550	cm	k_h	=	29,9	kg/cm^3	3,0E+05	KN/m3
	z	=	600	cm	k_h	=	32,6	kg/cm^3	3,3E+05	KN/m3
	z	=	650	cm	k_h	=	35,3	kg/cm^3	3,5E+05	KN/m3

L'analisi condotta è di tipo non lineare in quanto il singolo elemento di terreno (molla di Winkler) è resistente solo a compressione.

La resistenza ultima, o pressione limite P_u, che il terreno esercita sul palo è proporzionale al quadrato del coefficiente di spinta passiva K_p e allo stato tensionale verticale effettivo nel terreno, secondo la proposta di BARTON.

$$P_u = K_p^2 \cdot \sigma_v^{'} \cdot D$$

$$K_p = \frac{1+sen\varphi}{1-sen\varphi}$$

$$K_p = \frac{1+sen32}{1-sen32} = 3.25$$

Reazione limite per unità di lunghezza $P_u = 12.9 \cdot \sigma_v^{'} \cdot D$

Dato che gli spostamenti del palo si mobilitano nei primi metri di profondità del fondale marino, in tale zona la discretizzazione del problema è più fitta (10cm) delle restanti parti (50cm).

REAZIONE LIMITE DEL TERRENO $P_u = K_p^2 \cdot (\gamma' \cdot z + \gamma_w \cdot 1{,}0m)$

DOVE:

	F	=	32	°						
	Kp	=	3,25							
	γ'	=	1300	kg/m^3						
	z	=	0	m	Pu	=	1,06	kg/cm^2	105,92	KN/m^2
	z	=	0,1	m	Pu	=	1,20	kg/cm^2	119,69	KN/m^2
	z	=	0,2	m	Pu	=	1,33	kg/cm^2	133,46	KN/m^2
	z	=	0,3	m	Pu	=	1,47	kg/cm^2	147,23	KN/m^2
	z	=	0,4	m	Pu	=	1,61	kg/cm^2	161,00	KN/m^2
	z	=	0,5	m	Pu	=	1,75	kg/cm^2	174,77	KN/m^2
	z	=	0,6	m	Pu	=	1,89	kg/cm^2	188,54	KN/m^2
	z	=	0,7	m	Pu	=	2,02	kg/cm^2	202,32	KN/m^2
	z	=	0,8	m	Pu	=	2,16	kg/cm^2	216,09	KN/m^2
	z	=	0,9	m	Pu	=	2,30	kg/cm^2	229,86	KN/m^2
	z	=	1	m	Pu	=	2,44	kg/cm^2	243,63	KN/m^2
	z	=	1,5	m	Pu	=	3,12	kg/cm^2	312,48	KN/m^2
	z	=	2	m	Pu	=	3,81	kg/cm^2	381,33	KN/m^2
	z	=	2,5	m	Pu	=	4,50	kg/cm^2	450,18	KN/m^2
	z	=	3	m	Pu	=	5,19	kg/cm^2	519,03	KN/m^2
	z	=	3,5	m	Pu	=	5,88	kg/cm^2	587,88	KN/m^2
	z	=	4	m	Pu	=	6,57	kg/cm^2	656,73	KN/m^2
	z	=	4,5	m	Pu	=	7,26	kg/cm^2	725,58	KN/m^2
	z	=	5	m	Pu	=	7,94	kg/cm^2	794,43	KN/m^2
	z	=	5,5	m	Pu	=	8,63	kg/cm^2	863,28	KN/m^2
	z	=	6	m	Pu	=	9,32	kg/cm^2	932,13	KN/m^2
	z	=	6,5	m	Pu	=	10,01	kg/cm^2	1000,98	KN/m^2

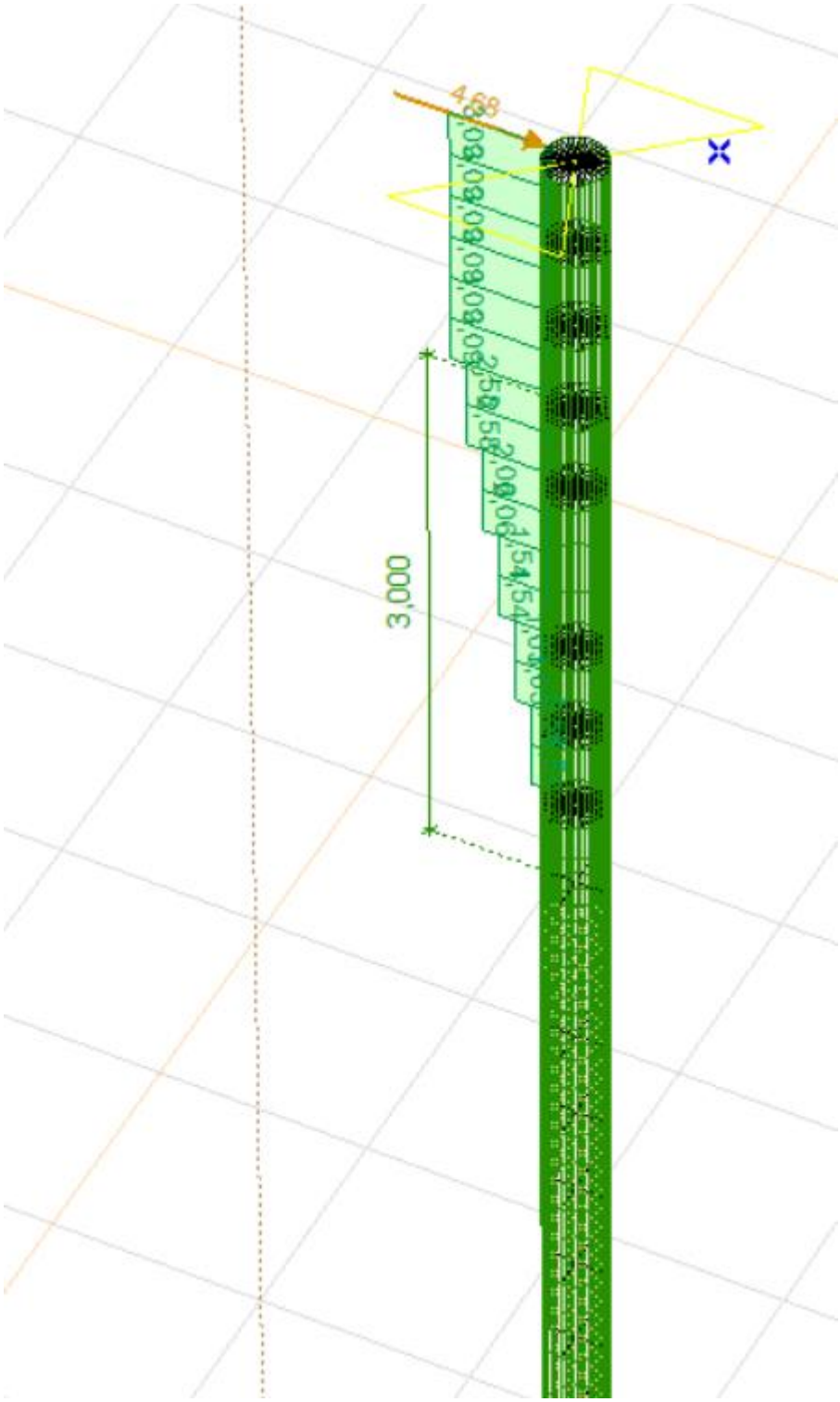
Per la determinazione del valore di progetto della resistenza orizzontale del terreno si applicano i seguenti coefficienti correttivi ξ_3 =1.70, essendo 1 le verticali indagate e γ_t=1.3 utilizzando l'approccio 2.

Pertanto si ottengono i seguenti valori – coefficiente globale = 2.21:

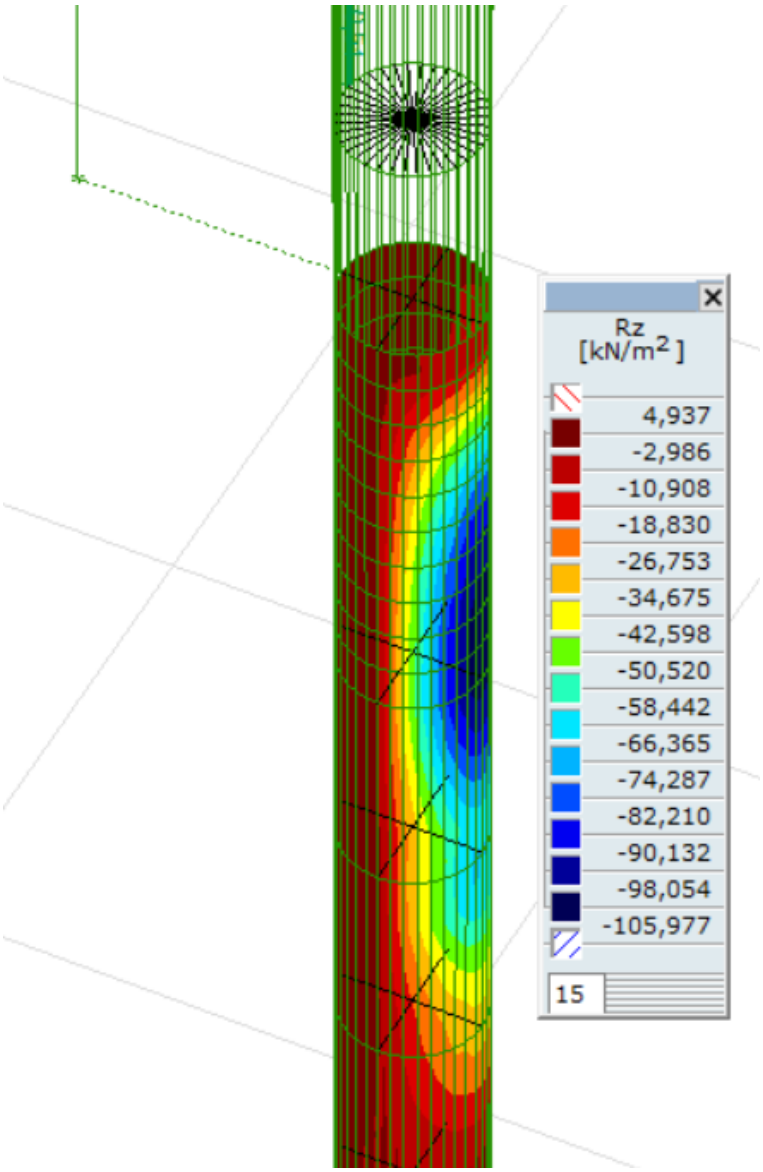
REAZIONE LIMITE DI PROGETTO

DOVE:

	F	=	32	°					
	Kp	=	3,25						
	γ'	=	1300	kg/m^3					
	z	=	0	m	Pud	=	0,48	kg/cm^2	47,93 KN/m^2
	z	=	0,1	m	Pud	=	0,54	kg/cm^2	54,16 KN/m^2
	z	=	0,2	m	Pud	=	0,60	kg/cm^2	60,39 KN/m^2
	z	=	0,3	m	Pud	=	0,67	kg/cm^2	66,62 KN/m^2
	z	=	0,4	m	Pud	=	0,73	kg/cm^2	72,85 KN/m^2
	z	=	0,5	m	Pud	=	0,79	kg/cm^2	79,08 KN/m^2
	z	=	0,6	m	Pud	=	0,85	kg/cm^2	85,31 KN/m^2
	z	=	0,7	m	Pud	=	0,92	kg/cm^2	91,55 KN/m^2
	z	=	0,8	m	Pud	=	0,98	kg/cm^2	97,78 KN/m^2
	z	=	0,9	m	Pud	=	1,04	kg/cm^2	104,01 KN/m^2
	z	=	1	m	Pud	=	1,10	kg/cm^2	110,24 KN/m^2
	z	=	1,5	m	Pud	=	1,41	kg/cm^2	141,39 KN/m^2
	z	=	2	m	Pud	=	1,73	kg/cm^2	172,55 KN/m^2
	z	=	2,5	m	Pud	=	2,04	kg/cm^2	203,70 KN/m^2
	z	=	3	m	Pud	=	2,35	kg/cm^2	234,85 KN/m^2
	z	=	3,5	m	Pud	=	2,66	kg/cm^2	266,01 KN/m^2
	z	=	4	m	Pud	=	2,97	kg/cm^2	297,16 KN/m^2
	z	=	4,5	m	Pud	=	3,28	kg/cm^2	328,32 KN/m^2
	z	=	5	m	Pud	=	3,59	kg/cm^2	359,47 KN/m^2
	z	=	5,5	m	Pud	=	3,91	kg/cm^2	390,63 KN/m^2
	z	=	6	m	Pud	=	4,22	kg/cm^2	421,78 KN/m^2
	z	=	6,5	m	Pud	=	4,53	kg/cm^2	452,93 KN/m^2


3,000

VERIFICA DELLE PRESSIONI LATERALI SUL FONDALE – ANALISI NON LINEARE



La pressione orizzontale massima a circa 100cm di infissione è pari a 106.00 KN/m^2

La pressione orizzontale limite a circa 100cm di infissione è pari a 110.24 KN/m^2 pertanto il coefficiente di sicurezza è pari a 1.04.

4 MODELLO DI CALCOLO – INVERNALE

La struttura analizzata corrisponde ad un singolo concio di pontile costituito da 5 pali collegati in sommità da tubolari in acciaio S355 Φ114.3 mm, sp 8 mm (nel modello rappresentati da equivalenti bielle in acciaio S355 - HEB 100).

Il carico orizzontale agente sul fusto dei pali (distribuiti per unità di lunghezza) è calcolato dall'azione unitaria precedentemente calcolata, moltiplicata per la sezione esposta all'onda marina:

Si ottiene quindi:

$q_x = F_1 \cdot D = 10.3KN/m^2 \cdot 0.30m = 3.09KN/m$ per l'azione sui pali

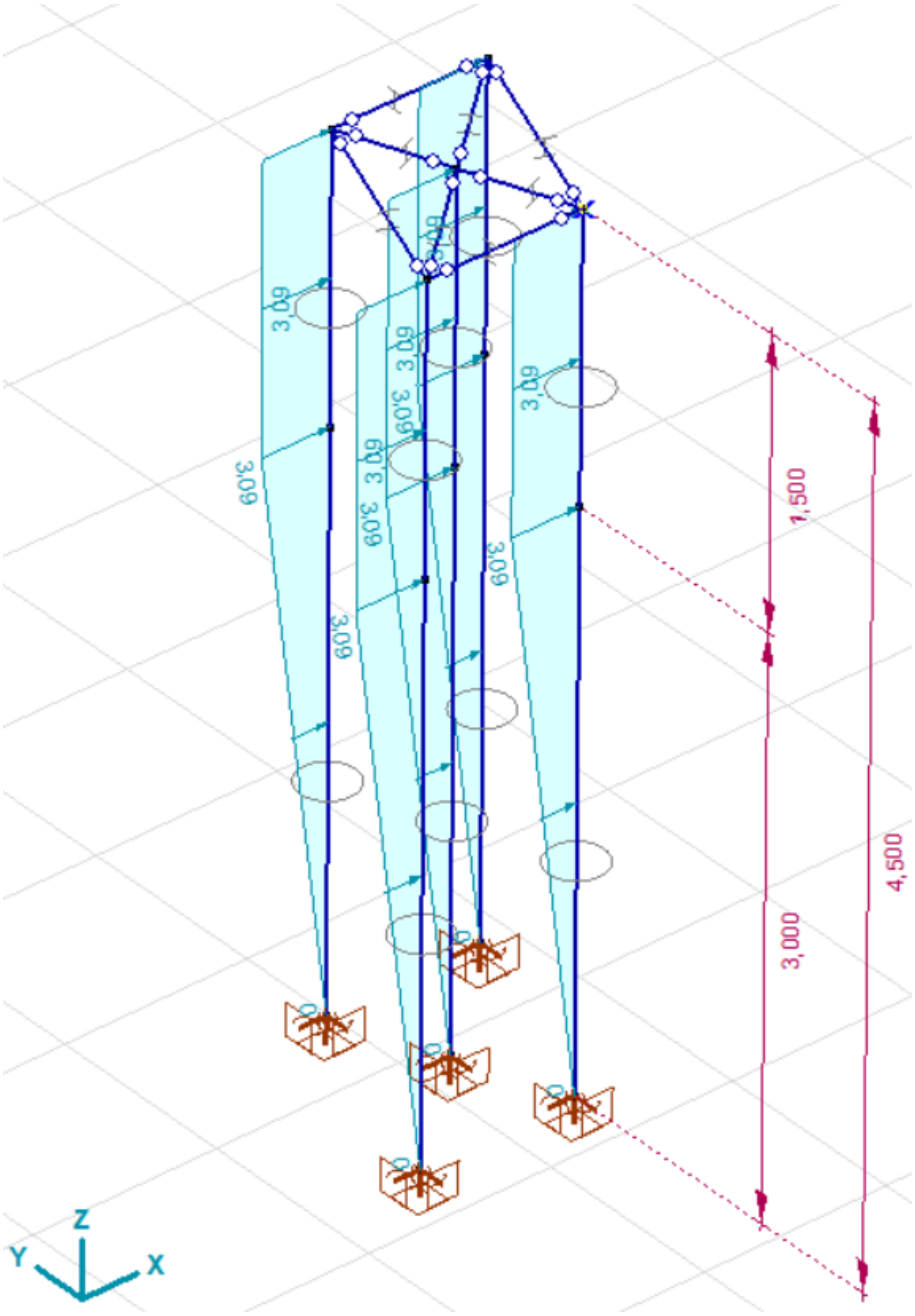
Il valore di q_x è considerato massimo uniformemente distribuito sulla porzione sommitale di palo e decrescente fino a 0 in corrispondenza dell'incastro, mezzo metro più in profondità rispetto al fondale.

Le combinazioni di carico sono le classiche definite dallo SLU:

Combinazioni di carico personalizzate per casi di carico

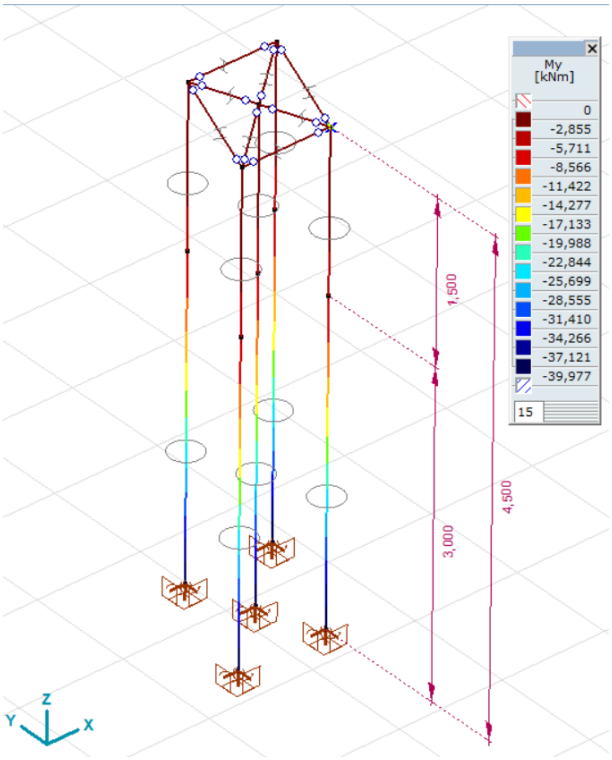
	Nome	Tipo	peso proprio (PERM1)	onda max (VAR1)
1	Co #1	SLU	1,00	0
2	Co #2	SLU	1,00	1,50
3	Co #3	SLU	1,30	0
4	Co #4	SLU	1,30	1,50

Nella figura sottostante è rappresentato il modello di calcolo.

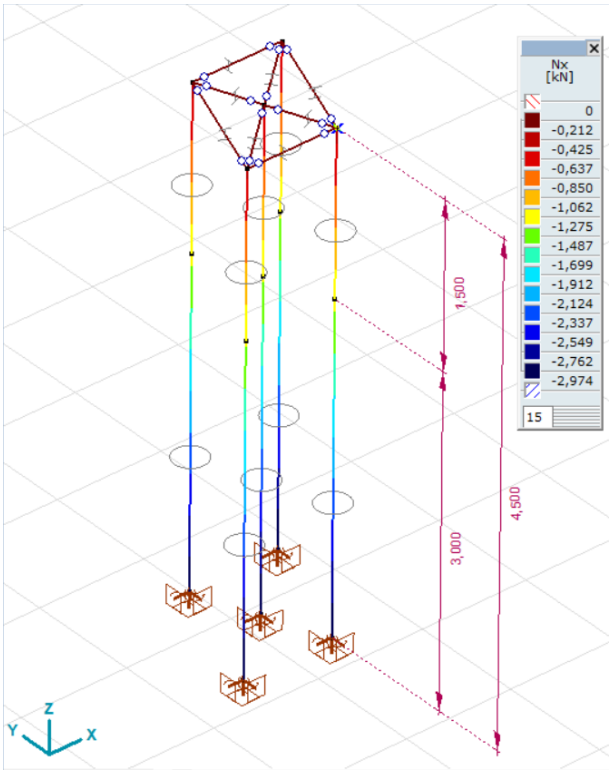

3.09
1,500
3,000
4,500
Z
Y
X

4.1 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE E VERIFICHE DI SICUREZZA

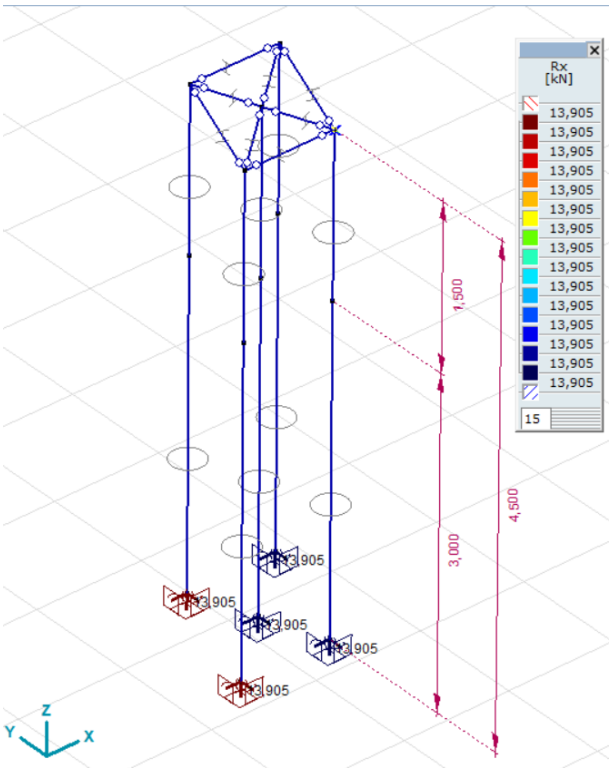
MOMENTO FLETTENTE



AZIONE ASSIALE



TAGLIO



VERIFICA DI SICUREZZA ALLA PRESSO-FLESSIONE E TAGLIO

Dall'analisi delle c.d.s. si evince che la sezione di incastro è sollecitata da:

M_{sd}=40.0KNm

N_{sd}=2.97KN

V_{sd}=13.9KN

La verifica a pressoflessione prevede la risoluzione della disequazione limite:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2+\left(\frac{\sigma_{m,d,y}}{f_{m,d,y}}\right)\leq 1$$

$$\left(\frac{N_{sd}/A}{19.8}\right)^2+\left(\frac{M_{sd}/W_y}{30.8}\right)\leq 1$$

$$\left(\frac{2970N/70686mm^2}{19.8N/mm^2}\right)^2+\left(\frac{40000000Nmm/2650725mm^3}{30.8N/mm^2}\right)\leq 1$$

$0+0.49\leq 1$ la verifica è soddisfatta.

La verifica a taglio prevede la risoluzione della disequazione limite:

$$\tau_{d,\max} \leq f_{vd}$$

$$\frac{4 \cdot V_{sd}}{3 \cdot \pi \cdot R^2} \leq 2.93 N / mm^2$$

$$\frac{4 \cdot 13900 N}{3 \cdot \pi \cdot 150^2 mm^2} \leq 2.93 N / mm^2$$

$0.26 N / mm^2 \leq 2.93 N / mm^2$ la verifica è soddisfatta.

5 MODELLO DI CALCOLO – ESTIVO 1

La struttura analizzata corrisponde ad un singolo concio di pontile costituito da 5 pali collegati in sommità da tubolari in acciaio S355 Φ114.3 mm, sp 8 mm (nel modello rappresentati da equivalenti bielle in acciaio S355 - HEB 100).

I carichi orizzontali agenti sul fusto dei pali (distribuiti per unità di lunghezza) e sull'impalcato (concentrati nei nodi secondo area di competenza 0.30m x 1.20m) sono calcolati dall'azione unitaria precedentemente calcolata, moltiplicata per la sezione esposta all'onda marina:

Si ottiene quindi:

$q_x = F_1 \cdot D = 10.3KN/m^2 \cdot 0.30m = 3.09KN/m$ per l'azione sui pali

$F_x = F_2 \cdot 0.30m \cdot 1.20m = 13.0KN/m^2 \cdot 0.30m \cdot 1.20m = 4.68KN$ per l'azione sui profili dell'impalcato

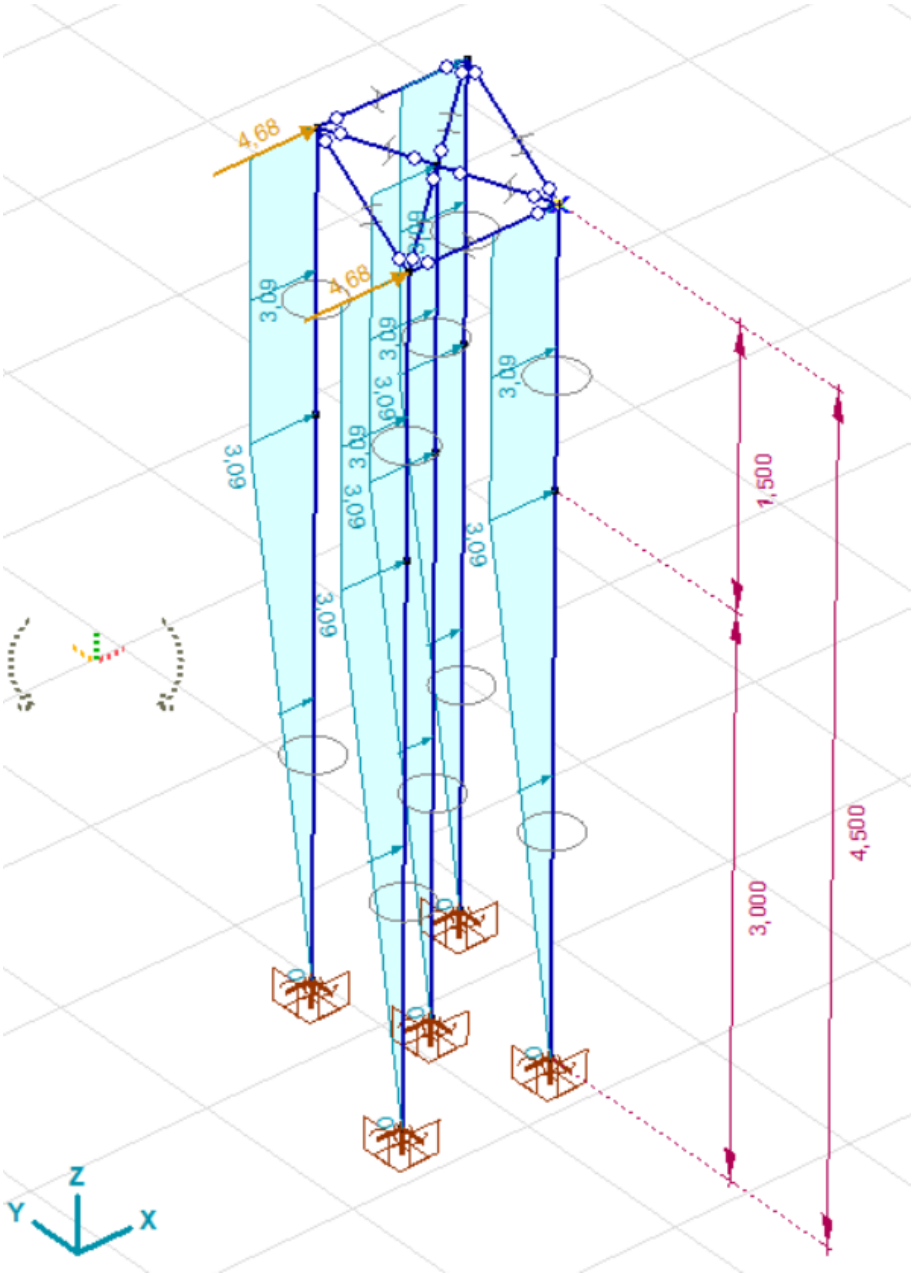
Il valore di q_x è considerato massimo uniformemente distribuito sulla porzione sommitale di palo e decrescente fino a 0 in corrispondenza dell'incastro, mezzo metro più in profondità rispetto al fondale.

Le combinazioni di carico sono le classiche definite dallo SLU:

Combinazioni di carico personalizzate per casi di carico

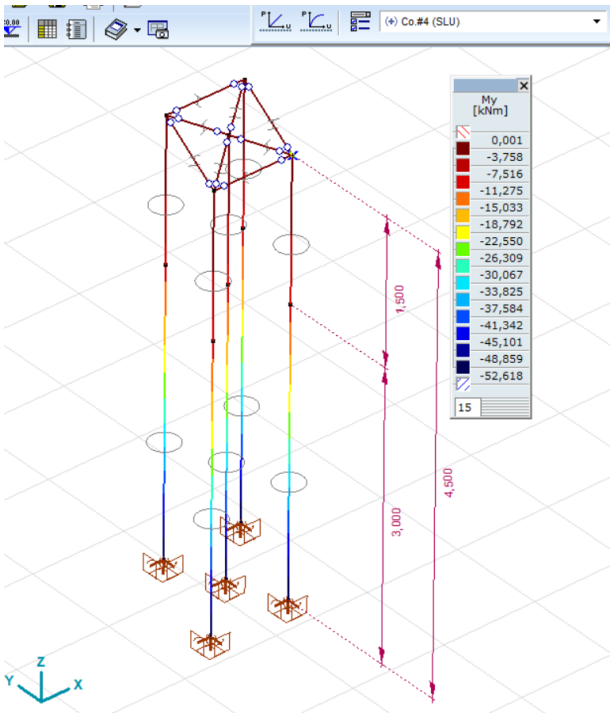
	Nome	Tipo	peso proprio (PERM1)	onda max (VAR1)
1	Co #1	SLU	1,00	0
2	Co #2	SLU	1,00	1,50
3	Co #3	SLU	1,30	0
4	Co #4	SLU	1,30	1,50

Nella figura sottostante è rappresentato il modello di calcolo.

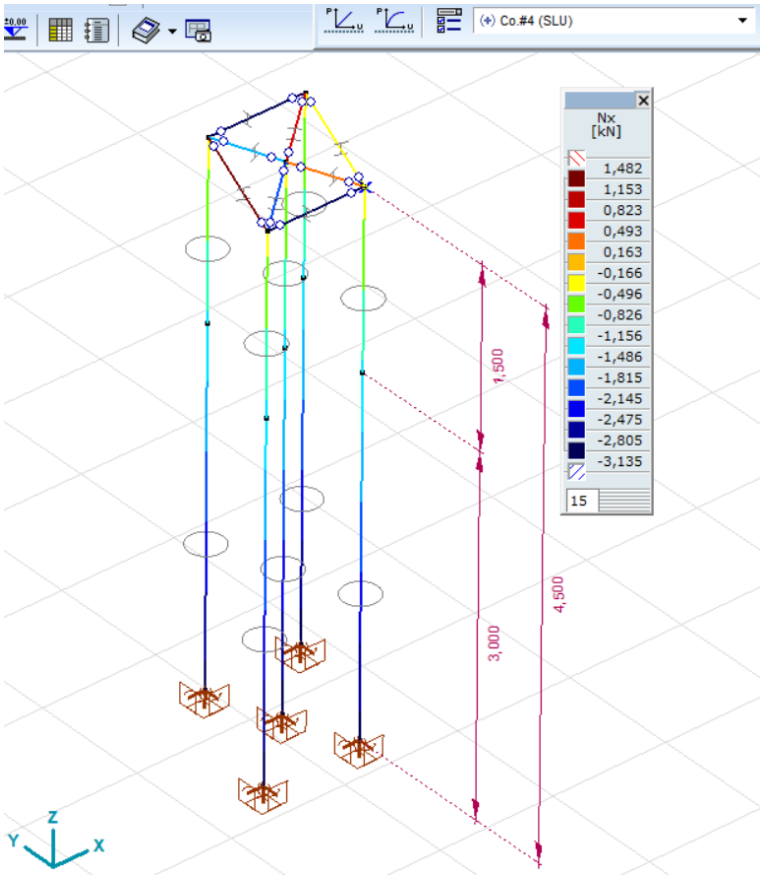

4,68
4,68
3,09
3,09
3,09
3,09
3,09
3,09
3,09
3,09
3,09
1,500
3,000
4,500
Z
Y
X

5.1 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE E VERIFICHE DI SICUREZZA

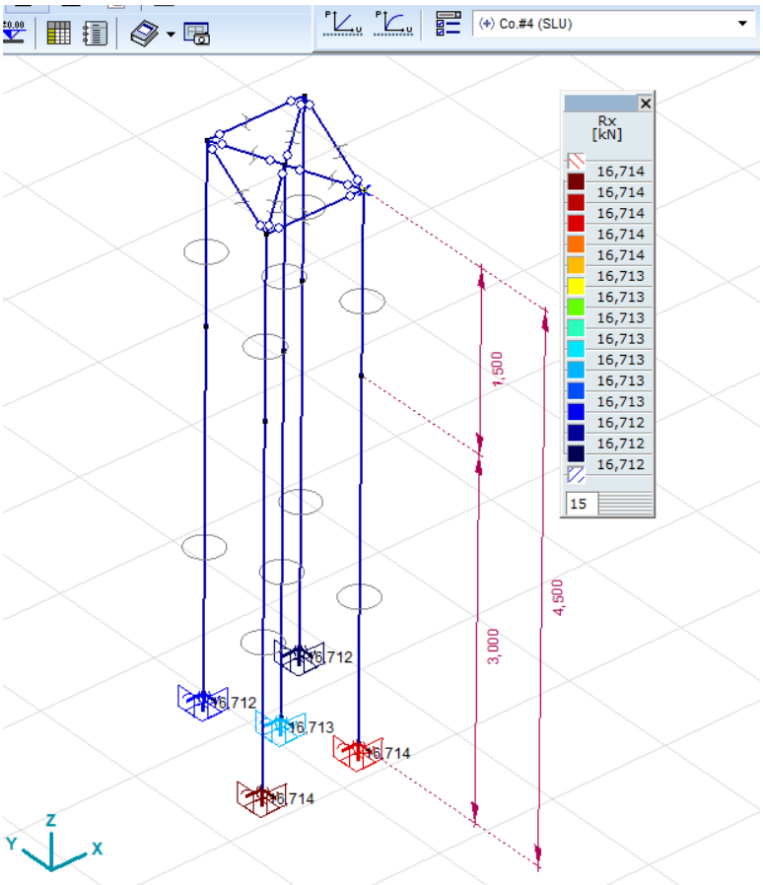
MOMENTO FLETTENTE



AZIONE ASSIALE



TAGLIO



VERIFICA DI SICUREZZA ALLA PRESSO-FLESSIONE E TAGLIO

Dall'analisi delle c.d.s. si evince che la sezione di incastro è sollecitata da:

M_{sd}=53.0KNm

N_{sd}=3.14KN

V_{sd}=16.7KN

La verifica a pressoflessione prevede la risoluzione della disequazione limite:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2+\left(\frac{\sigma_{m,d,y}}{f_{m,d,y}}\right)\leq 1$$

$$\left(\frac{N_{sd}/A}{19.8}\right)^2+\left(\frac{M_{sd}/W_y}{30.8}\right)\leq 1$$

$$\left(\frac{3140N/70686mm^2}{19.8N/mm^2}\right)^2+\left(\frac{53000000Nmm/2650725mm^3}{30.8N/mm^2}\right)\le 1$$

$0+0.65\le 1$ la verifica è soddisfatta.

La verifica a taglio prevede la risoluzione della disequazione limite:

$\tau_{d,\max}\le f_{vd}$

$$\frac{4\cdot V_{sd}}{3\cdot\pi\cdot R^2}\le 2.93N/mm^2$$

$$\frac{4\cdot 16700N}{3\cdot\pi\cdot 150^2 mm^2}\le 2.93N/mm^2$$

$0.32N/mm^2\le 2.93N/mm^2$ la verifica è soddisfatta.

6 MODELLO DI CALCOLO – ESTIVO 2

La struttura analizzata corrisponde ad un singolo concio di pontile costituito da 5 pali collegati in sommità da tubolari in acciaio S355 Φ114.3 mm, sp 8 mm(nel modello rappresentati da equivalenti bielle in acciaio S355 - HEB 100).

I carichi orizzontali agenti sul fusto dei pali (distribuiti per unità di lunghezza) e sull'impalcato (concentrati nei nodi secondo area di competenza 0.30m x 1.20m) sono calcolati dall'azione unitaria precedentemente calcolata, moltiplicata per la sezione esposta all'onda marina e ridotta del 50%:
Si ottiene quindi:

$q_x = 0.5 \cdot 3.09 KN/m = 1.55 KN/m$ per l'azione sui pali

$F_x = 0.5 \cdot 4.68 KN = 2.34 KN$ per l'azione sui profili dell'impalcato

Il valore di q_x è considerato massimo uniformemente distribuito sulla porzione sommitale di palo e decrescente fino a 0 in corrispondenza dell'incastro, mezzo metro più in profondità rispetto al fondale.

I carichi verticali agenti sull'impalcato sono i seguenti:

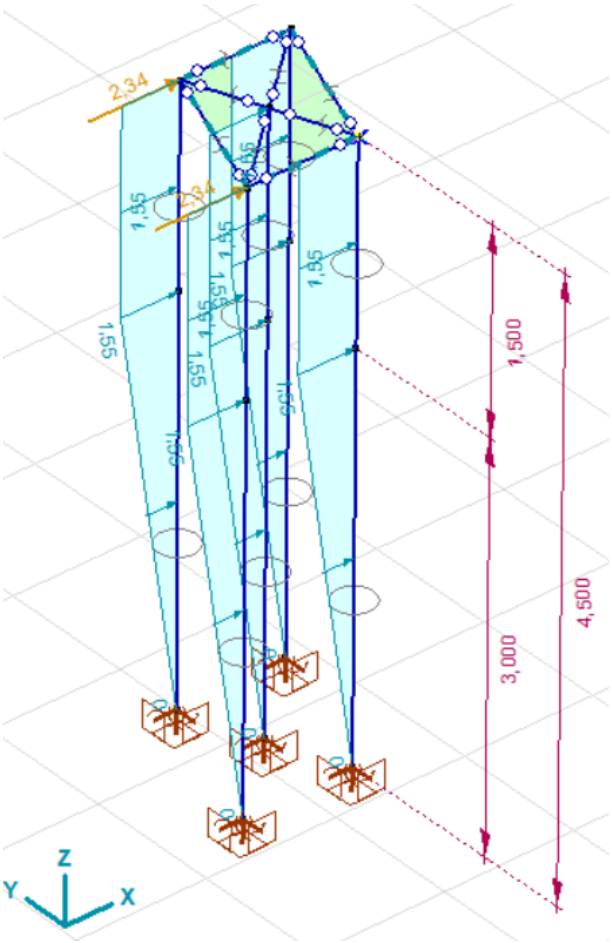
- Carico variabile per destinazione d'uso 5.00KN/m^2
- Peso proprio dell'impalcato 1.00KN/m^2

Le combinazioni di carico sono le classiche definite dallo SLU:

Combinazioni di carico personalizzate per casi di carico

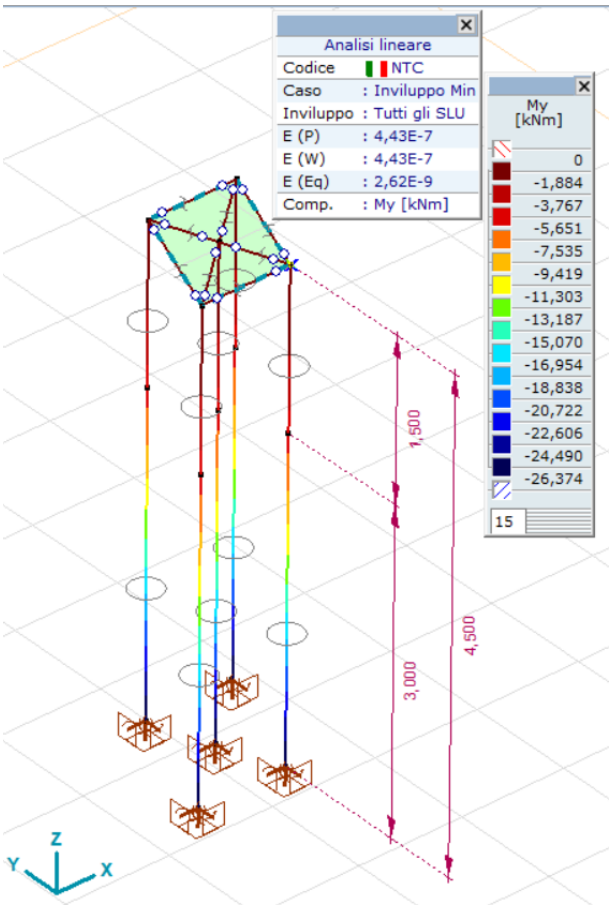
	Nome	Tipo	peso proprio (PERM1)	folla (VAR1)	impalcato (PERM2)	onda (VAR2)
1	Co #1	SLU	1,00	0	1,00	0
2	Co #2	SLU	1,00	1,50	1,00	0
3	Co #3	SLU	1,00	1,50	1,00	1,05
4	Co #4	SLU	1,00	0	1,00	1,50
5	Co #5	SLU	1,00	1,05	1,00	1,50
6	Co #6	SLU	1,30	0	1,00	0
7	Co #7	SLU	1,30	1,50	1,00	0
8	Co #8	SLU	1,30	1,50	1,00	1,05
9	Co #9	SLU	1,30	0	1,00	1,50
10	Co #10	SLU	1,30	1,05	1,00	1,50
11	Co #11	SLU	1,00	0	1,50	0
12	Co #12	SLU	1,00	1,50	1,50	0
13	Co #13	SLU	1,00	1,50	1,50	1,05
14	Co #14	SLU	1,00	0	1,50	1,50
15	Co #15	SLU	1,00	1,05	1,50	1,50
16	Co #16	SLU	1,30	0	1,50	0
17	Co #17	SLU	1,30	1,50	1,50	0
18	Co #18	SLU	1,30	1,50	1,50	1,05
19	Co #19	SLU	1,30	0	1,50	1,50
20	Co #20	SLU	1,30	1,05	1,50	1,50

Nella figura sottostante è rappresentato il modello di calcolo.

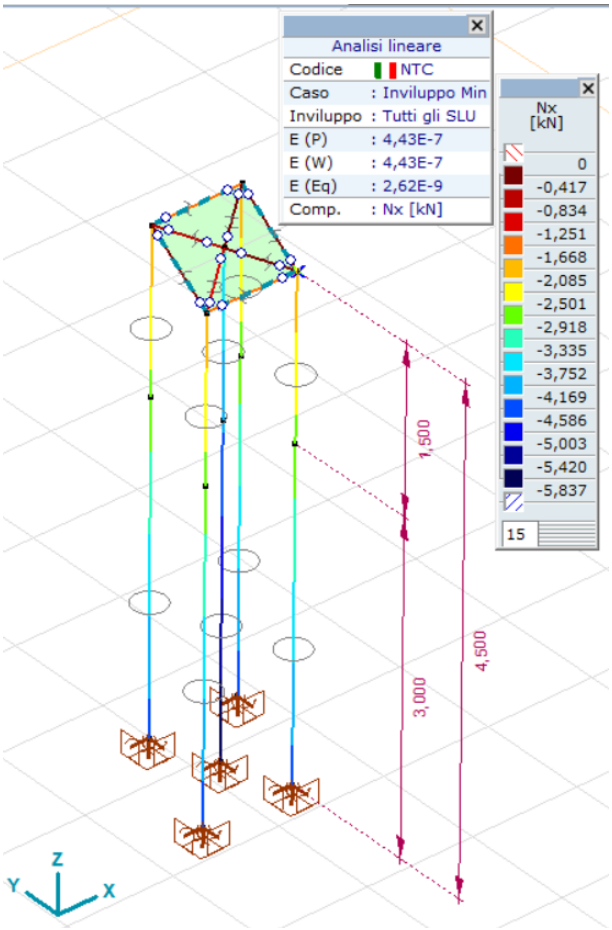

2,34
2,34
1,55
1,55
1,55

6.1 CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE E VERIFICHE DI SICUREZZA

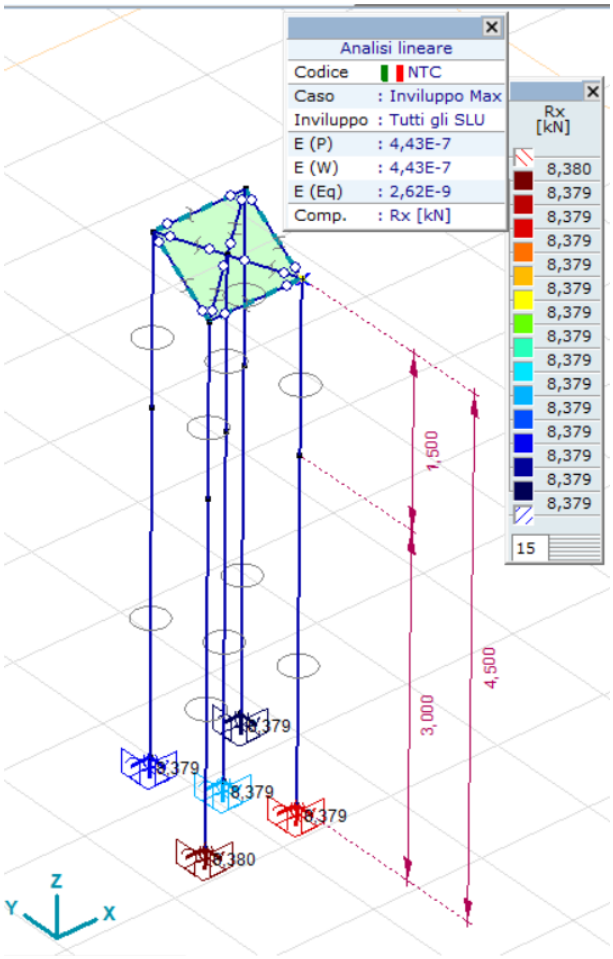
MOMENTO FLETTENTE



AZIONE ASSIALE


Analisi lineare
Codice NTC
Caso : Inviluppo Min
Inviluppo : Tutti gli SLU
E (P) : 4,43E-7
E (W) : 4,43E-7
E (Eq) : 2,62E-9
Comp. : Nx [kN]
Nx [kN]
0
-0,417
-0,834
-1,251
-1,668
-2,085
-2,501
-2,918
-3,335
-3,752
-4,169
-4,586
-5,003
-5,420
-5,837
15
1,500
3,000
4,500
Z
Y
X

TAGLIO



VERIFICA DI SICUREZZA ALLA PRESSO-FLESSIONE E TAGLIO

Dall'analisi delle c.d.s. si evince che la sezione di incastro è sollecitata da:

M_{sd}=26.4KNm

N_{sd}=5.8KN

V_{sd}=8.4KN

La verifica a pressoflessione prevede la risoluzione della disequazione limite:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2+\left(\frac{\sigma_{m,d,y}}{f_{m,d,y}}\right)\leq 1$$

$$\left(\frac{N_{sd}/A}{19.8}\right)^2+\left(\frac{M_{sd}/W_y}{30.8}\right)\leq 1$$

$$\left(\frac{5800N/70686mm^2}{19.8N/mm^2}\right)^2+\left(\frac{26400000Nmm/2650725mm^3}{30.8N/mm^2}\right)\leq 1$$

$0+0.32\leq 1$ la verifica è soddisfatta.

La verifica a taglio prevede la risoluzione della disequazione limite:

$$\tau_{d,\max} \leq f_{vd}$$

$$\frac{4 \cdot V_{sd}}{3 \cdot \pi \cdot R^2} \leq 2.93 N / mm^2$$

$$\frac{4 \cdot 8400 N}{3 \cdot \pi \cdot 150^2 mm^2} \leq 2.93 N / mm^2$$

$0.17 N / mm^2 \leq 2.93 N / mm^2$ la verifica è soddisfatta.

RELAZIONE GEOLOGICA

REGIONE LIGURIA

COMUNE di BERGEGGI

Provincia di Savona

OGGETTO: “Opera pubblica finalizzata alla mitigazione del rischio idraulico ed all’aumento del livello di resilienza delle strutture ed infrastrutture urbane: setto semipermeabile in pali in legno e completamento paiolato in legno per accosto stagionale”

- Progetto definitivo ed esecutivo -

RELAZIONE GEOLOGICA
E
DI PERICOLOSITA’ SISMICA

D.M. 17/01/2018 O.P.C.M.3519/2006

Albenga, dicembre 2019

COMMITTENTE: **COMUNE di BERGEGGI**
Sezione LL.PP.

PROGETTISTA: Dott.Ing. Gaggero Paolo (Savona)

Dott. Geol. MACCIO’ M. Roberto
Via Bellò,4-S.Fedele 17031 ALBENGA (SV)
Iscrizione O.R.G.L. n°168
Tel./fax 0182-548404
e-mail: macciogeo@alice.it

Dott. Geol. ARRIGHETTI Fabio
Iscrizione O.R.G.L. n°583

INDICE

1. PREMESSA pag.3

2. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA DELL'AREALE INTERVENTO pag.4

3. IDROGEOLOGIA DELL'AREALE INTERVENTO pag.6

4. PROVE GEOGNOSTICHE IN SITO pag.6

4.1. SONDAGGI A ROTAZIONE ED A CAROTAGGIO CONTINUO pag.6
4.2. PROVE SPT pag.7
4.3. INDAGINE GEOFISICA HVSR pag.9
4.4. INDAGINE SISMICA MASW E A RIFRAZIONE pag.15

5. COMPATIBILITA' CON IL PIANO DI BACINO CROVETTO pag.15

6. POTENZIALE SISMICITA' DEL SITO DELL'INTERVENTO pag.16

7. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE DI SINTESI pag.20

8. PERFORAZIONE PER INSTALLAZIONE PALI pag.21

ALLEGATI

Allegato n.1A	Documentazione fotografica sondaggio e prove sismiche in sito
Allegato n.1B	Documentazione fotografica evento 28-10-2018
Allegato n.2	Indagini geognostiche in sito (Stratigrafia del sondaggio geognostico a carotaggio continuo, Prova sismica masw e a rifrazione)
Allegato n.3	Prove geotecniche in sito (S.P.T.) e parametri geotecnici S1
Allegato n.4	Spettri di risposta sismica

TAV 1A	COROGRAFIA	scala 1:5.000
TAV 1B	CARTA DEL VINCOLO IDROGEOLOGICO	scala 1:5.000
TAV 1C	CARTA SUSCETTIVITA' D'USO GEOTECNICA DEL TERRITORIO	scala 1:5.000
TAV 2	STRALCIO PIANO DI BACINO	scala 1:5.000
TAV 3	CARTA GEOLOGICA	scala 1:10.000
TAV 4	PLANIMETRIA PROVE GEOGNOSTICHE IN SITO	
TAV 5	SEZIONE GEOLOGICA RAPPRESENTATIVA B-B	scala 1:100

1. PREMESSA

I risultati dell'indagine geologica in oggetto, condotta al supporto del progetto definitivo ed esecutivo di realizzazione setto semipermeabile in pali di legno come opera di mitigazione del rischio idraulico in Bergeggi, redatto dall'Ing. Gaggero Paolo, sono esposti nella relazione seguente.

Questa relazione pertanto, seguendo i dettami della normativa vigente e dello stato dell'arte è redatta a supporto del progetto definitivo-esecutivo con l'obiettivo di verificare la "compatibilità geologica, geomorfologica, idrogeologica dell'opera", rispettando i vincoli esistenti (D.Lgs. n 50/2016).

In riferimento al D.M. 17.01.2018 la Classe d'uso delle costruzioni in progetto è la **Classe II** (Costruzioni il cui uso preveda *presenza di persone*) (NTC 2018 -2.4.2.).

L'indagine complessiva è stata condotta in riferimento alla seguente normativa:

- D.M. 17.01.2018 "Decreto Ministeriale – Testo Unitario – Norme Tecniche per le Costruzioni",
- Circolare 21 Gennaio 2019 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni",
- O.P.C.M. 3519/2006 "Nuova Classificazione sismica del territorio della Regione Liguria",
- D.L.180/1998 convertito in L.267/1998 "Normativa di Piano di Bacino",
- D.P.R.120/2017 "Regolamento disciplina e gestione terre e rocce da scavo".
- Delibera n.54/2019 ISPRA "Linee guida terre e rocce da scavo"

Sono stati perseguiti i seguenti obiettivi:

- **caratterizzazione geologico-tecnica del substrato fondazionale dell'opera oggetto dell'intervento;**
- **determinazione delle condizioni idrogeologiche del sito;**
- **determinazione dell'influenza dell'intervento sull'assetto idrogeologico dell'area;**

I risultati esposti di seguito si basano su:

- **esecuzione di n1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo (cfr. Allegato**

n.2);

- **esecuzione di n1 stesa sismica tipo MASW e n.1 stesa sismica a rifrazione;**
- **esecuzione di n1 prova sismica tipo HVSR**;

Secondo il Piano Territoriale di Coordinamento Paesistico, assetto geomorfologico, l'intervento ricade in area soggetta a regime normativo di consolidamento (CO)**; il sito dell'intervento inoltre sarebbe soggetto al vincolo idrogeologico per il R.D. 3267/1923 ed è compreso nel vincolo ambientale per il D.Lgs.42/2004 (ex D.M. 85);** per l'individuazione di ulteriori vincoli ambientali si rimanda alla relazione specifica progettuale.
Secondo il PUC di Bergeggi, carta della suscettività d'uso geotecnica del territorio il sito ricade in B1 – depositi di spiaggia e riporti artificiali (cfr. TAV1C).
Per la pratica del vincolo idrogeologico si rimanda alla dichiarazione sostitutiva in allegato.

2. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA DELL'AREALE INTERVENTO

L'opera in progetto è prevista antistante il pennello in massi da scogliera esistente situato lungo il litorale ad una quota media di 1,0 m s.l.m e prevede la realizzazione di un setto semipermeabile in legno di lunghezza complessiva 30m.

La morfologia del sito è pianeggiante propria della linea costiera di Bergeggi che presenta un litorale lungo e stretto, alle cui spalle vi è un repentino cambio di pendenza, dovuto alla presenza di un versante collinare su cui ubicato il centro urbano.
Dal punto di vista geomorfologico la zona pianeggiante del litorale è limitata, mentre è in risalto l'acclività pronunciata dei versanti la cui dinamica è governata dalla recente urbanizzazione che ne ha modificato sensibilmente il reticolo idrografico e la morfologia, sviluppando l'inalveamento e la canalizzazione dei ruscelli, la viabilità e il terrazzamento. Tali fattori, congiuntamente all'insufficiente adeguamento del sistema dei deflussi, determinano diffuse forme di dissesto gravitativo generalmente di tipo lento (creeping); il fenomeno si manifesta prevalentemente in corrispondenza di substrati in coltre sciolta potente o in rocce a elevata intensità di fratturazione (cataclasiti o miloniti).
Il settore della piana costiera in oggetto è impostato su depositi fluviali e marini (cfr. TAV 3 Carta Geologica) che costituiscono la stretta piana costiera di Bergeggi e presentano successioni alternate di terreni sabbiosi-limosi-ghiaiosi tipici di una deposizione sedimentaria

a strati alternati (Olocene).

La linea di fondale presenta una modesta pendenza, secondo la sezione progettuale e la sezione geologica di TAV.5.

Il rilevamento geologico svolto lungo la Via Aurelia, subito a monte del sito intervento, ovvero tra il raccordo della piana costiera e il versante retrostante non ha individuato affioramenti del substrato roccioso in posto, anche a causa dell'estesa urbanizzazione dell'area; il versante nel complesso è comunque caratterizzato dalla presenza di formazioni rocciose fortemente tettonizzate con elevata presenza di scisti e cataclasiti.

L'ammasso roccioso è costituito da strati quarzosi micacei fini interessati da scistosità di origine sedimentaria quarzo-pelitica e vulcanica piroclastica (cfr. TAV.3 carta geologica), appartenti alle formazioni degli **Scisti di Gorra e di Murialdo**.

Sempre in riferimento alla TAV.3 carta geologica, un settore circoscritto del versante a monte del sito intervento viene caratterizzato da un' estesa paleofrana, la cui presenza è testimoniata anche sul litorale oggetto di intervento dal rinvenimento di grossi blocchi rocciosi a litologia scistosa, non costituenti affioramenti rocciosi in posto, ma probabilmente provenienti dal pendio retrostante; l'ipotesi è avvalorata anche dai risultati del sondaggio a carotaggio continuo eseguito in sito che non ha individuato il substrato roccioso entro la profondità di -17m dal piano spiaggia. La ricostruzione stratigrafica del sottosuolo è infatti costituita da un strato superficiale di deposito di spiaggia seguito da un alternanza di ghiaie e sabbie con matrice fine fino a 10.8 seguito da uno strato sempre a matrice fine con inglobati blocchi rocciosi e trovanti di metasedimenti fino a 17m di profondità.

Riassumendo la stratigrafia del sottosuolo del sito dell'intervento in progetto è costituita da:

m	*m*	
p.c.	*÷ 1.0 ca.*	*Deposito di spiaggia con ciottoli arrotondati e ghiaie arrotondate;*
1.0	*÷ 10.8 ca.*	*Alternanza di ghiaie e sabbie con matrice fine con aumento compattezza in profondità;*
10.8	*÷ 17 ca.*	*Materiale in matrice fine limosa con blocchi e trovanti rocciosi di meta sedimento.*

3. IDROGEOLOGIA DELL'AREALE INTERVENTO

Nel sottosuolo del litorale di Bergeggi **è presente una falda acquifera superficiale di tipo freatico in contatto diretto con il mare**, con un'interfaccia acqua dolce/acqua salata soggetta a spostamenti, ma di modesta produttività, localizzata in alcuni settori del territorio e non utilizzata per uso idropotabile pubblico.

Il rapporto acqua dolce/acqua salata è un delicato equilibrio idrogeologico. L'acqua dolce per la minore densità galleggia sull'acqua salata marina (con maggiore densità) come lo scafo di una nave galleggia sul mare e l'interfaccia (superficie teorica di separazione) tra acqua dolce e quella salata, che in realtà è uno strato di acqua salmastra, dipende dall'altezza della superficie di falda sulla terraferma, rispetto al livello del mare.

Il presente intervento, piattaforma basata su pali direttamente infissi sulla spiaggia, **non può produrre alterazioni negative sulla falda acquifera costiera.**

4. PROVE GEOGNOSTICHE IN SITO

A supporto della progettazione definitiva sono eseguite delle prove geognostiche in sito costituite da n.1 sondaggio geognostico a carotaggio continuo e prove geognostiche indirette sismiche, ovvero una stesa masw, una stesa a rifrazione e un'indagine puntuale HVSR, descritte nei seguenti paragrafi.

4.1. SONDAGGIO A ROTAZIONE ED A CAROTAGGIO CONTINUO

È stato eseguito un sondaggio geognostico a rotazione ed a carotaggio continuo con ∅ = 101 mm e rivestimento ∅ = 127 mm, per indagare il terreno che interessa ed influenza l'opera in progetto, ubicato nel tratto iniziale verso terra dell'opera in progetto.

Durante l'esecuzione dei sondaggi, a profondità prestabilite, sono state eseguite **n.6 Standard Penetration Test (S.P.T.).**

L'ubicazione del sondaggio geognostico è riportata sulla TAV 4 ed è stato eseguito sulla terraferma, ovvero sulla spiaggia adiacente al pennello per evitare i grossi massi rocciosi da scogliera (cfr. Foto in Allegato n.1) ed ha raggiunto la profondità di 17m senza individuare il substrato roccioso.

I risultati del sondaggio indicano una stratigrafia caratterizzata da uno strato superiore di sabbia relativa al deposito marino, con sottostante uno strato di sabbie, ghiaie in matrice limosa che aumenta di compattezza in profondità con blocchi rocciosi eterometrici alterati.

Si precisa che possono essere presenti blocchi rocciosi decimetrici all'interno del deposito sabbioso che potrebbero rendere difficoltosa la vibroinfissione dei pali.

STRATIGRAFIE RAPPRESENTATIVE:

(la profondità è riferita al piano di campagna di inizio sondaggio)

S1	p.c. ÷ - 1.0	Deposito di spiaggia. Ciottoli arrotondati e ghiaie arrotondate;
	-1.0 ÷ - 10,80	Alternanze di ghiaie e sabbie con matrice fine limosa
	-10.80 ÷ - 17,0	strato con blocchi e trovanti di metasedimenti alterati con frazione fine limosa

Per la dettagliata esposizione della litostratigrafia si rimanda all' Allegato n.2, mentre la stratigrafia della zona indagata è rappresentata nella Sezione Geologica rappresentativa di TAV 5.

4.2. PROVE SPT (Standard Penetration Test)

Durante il sondaggio S1 sono state eseguite n. 6 prove SPT, condotte secondo la procedura standard e a fondo foro pulito, **per caratterizzare i livelli di terreno a differente litologia e per stabilirne la densità.**

La prova SPT consente di determinare la resistenza che un terreno offre alla penetrazione dinamica di un campionatore infisso con la battuta di un maglio del peso di 63,5 kg, a partire dal fondo foro di sondaggio, con la determinazione dell'indice N_{SPT} / 30 cm (Resistenza alla penetrazione).

Sono state eseguite prove SPT essendo rappresentative per un terreno granulare, su cui non è possibile ottenere campioni indisturbati da sottoporre ad analisi di

laboratorio per ricavare i parametri geotecnici.

Si fanno alcune considerazioni sulle prove eseguite.

- $N_{SPT} = N_2 + N_3$ ovvero è la somma dei colpi necessari per la penetrazione pari a 30 cm, esclusi i 15 cm iniziali = N_1;
- Le prove SPT, eseguite sottofalda, e relativi valori N_{SPT} secondo Bowles non necessitano di correzioni, pertanto si sceglie di utilizzare i valori ricavati direttamente dalle prove;
- La prova SPT1 ha subito l'arresto (rifiuto) per la presenza di ciottoli;
- Le prove SPT sono state condotte con punta chiusa a causa della difficoltà di campionamento del materiale.

I risultati delle prove SPT eseguite nel sondaggio S1 vengono riassunti nella sottostante tabella:

TABELLA B: *Risultati S.P.T. in sondaggio S1*

SONDAGGIO	**S.P.T.**	**Profondità dal p.c. (m)**	**N colpi N1 – N2 – N3**	**Nspt N2 + N3**
S1	1	1.70 ÷ 2.15	50 – R 5cm	**Rifiuto**
	2	5.00 ÷ 5.45	2 –2 – 1	**3**
	3	6.60 ÷ 7.05	9 – 8 – 5	**13**
	4	8.00 ÷ 8.45	18 – 19 – 18	**37**
	5	8.80 ÷ 9.25	11 – 12 – 14	**26**
	6	10.0 ÷ 10.45	20 – 26 – 44	**70**

I livelli del terreno indagato presentano stati di addensamento in media con valori di **Nspt 30**, considerando il terreno come incoerente (sabbia fine), secondo la tabella C seguente (da "raccomandazioni AGI giugno 1977):

TABELLA C: *Correlazione Nspt – stato di addensamento (terreni incoerenti)*

Nspt	Stato di addensamento
0 - 4	Sciolto
4 - 10	Poco addensato
→ **10 - 30**	**Moderatamente addensato**
→ **30 - 50**	**Addensato**
> 50	Molto addensato

→ *Intervallo da considerare nel presente caso.*

I risultati evidenziano un **terreno sabbioso-ghiaioso da moderatamente addensato e addensato**.

4.3 INDAGINE GEOFISICA HVSR

Il giorno 29-11-2019 è stata eseguita la prova geofisica la cui ubicazione è riportata sulla documentazione fotografica di allegato n.1 e in TAV.4.

Al fine della determinazione della frequenza fondamentale (f_0) del sito di studio e il calcolo della Vs equivalente della singola postazione finalizzata alla definizione della categoria sismica del sottosuolo secondo le NTC 2018, è stata effettuata un'indagine geofisica consistente in una misura di rumore ambientale (microtremore), poi elaborata mediante la tecnica Nakamura (Nakamura, 1989).
L'acquisizione dei dati è stata eseguita con un tromometro digitale che contiene al suo interno tre velocimetri elettrodinamici ortogonali tra loro, ad alta risoluzione.

In dettaglio il tromografo è composto da Master Theremino con scheda ADC 24 BIT - 16 CANALI, un adconverter molto sensibile con possibilità di amplificare ogni canale con un gain 1, 2, 4, 8, 16, 32, 64, 128 x, con n.3 geofoni da 4.5 Hz (1 verticale Z e 2 orizzontali X,Y) con le seguenti caratteristiche tecniche:

CARATTERISTICHE DEL GEOFONO	S S- 4, 5 N
Frequenza naturale (Hz)	4,5 < ± 10,0%
Resistenza della bobina ()	350 - 400 < ± 10%
Aperto smorzamento del Circuito	0,5 -0,7 < ± 10 %
Attenuazione con shunt	/
Circuito Aperto Sensibilità Tensione intrinseca (v / m / s)	25 / 30 < ± 10 %

L'indagine ha previsto un punto di misura presso cui è stata effettuata una registrazione di durata pari a 30 minuti in funzione del livello di disturbo naturale presente nel sito; il giorno della misura non pioveva e non era presente brezza, pertanto lo strumento non è stato protetto dall'esposizione dell'effetto del vento.
Nei paragrafi seguenti sono presentate la metodologia impiegata ed i risultati ottenuti.

METODO NAKAMURA

Il metodo Nakamura (Nakamura, 1989) è una tra le tecniche più utilizzate per lo studio della risposta sismica di un sito. Tale metodo, ormai consolidato a livello scientifico (es. SESAME Working Group, 2004; De Ferrari et al., 2008; Castellaro & Mulargia, 2009) ed in via di diffusione in ambito professionale, consente di determinare la frequenza fondamentale di vibrazione del terreno (o frequenza di risonanza), f_0, a partire da registrazioni di microtremore. Quest'ultimo si assume sia principalmente costituito da onde sismiche superficiali, nella fattispecie onde di Rayleigh. Il contrasto d'impedenza sismica tra gli strati di terreno superficiali ed il substrato roccioso è la causa dell'amplificazione al sito.
L'ipotesi fondamentale su cui si basa il metodo Nakamura è quella per cui la componente verticale del moto sia esente da effetti di amplificazione. Inoltre, nell'ipotesi che all'interfaccia con il substrato roccioso (roccia di base o *bedrock*) l'ampiezza spettrale (ampiezza dello spettro di Fourier) della componente verticale (del moto sismico) e di quelle orizzontali (Nord-Sud e Est-Ovest) siano uguali, la funzione di amplificazione è determinabile come il rapporto tra le componenti spettrali orizzontali (H) e quella verticale (V) di una stessa registrazione in superficie. Tale funzione è propriamente indicata come curva H/V (per questo spesso si

parla di tecnica HVSR – *Horizontal to Vertical Spectral Ratio technique*) ed esprime la variazione dell'amplificazione del terreno in funzione della frequenza.

La frequenza di risonanza corrisponde al primo picco di amplificazione individuabile sulla curva H/V (con ampiezza maggiore di 2 in base a quanto indicato nelle linee guida stilate nell'ambito del progetto internazionale SESAME (SESAME Working Group, 2004)) e, nel caso di terreno a comportamento lineare, può essere messa in relazione allo spessore dei sedimenti, h, e alla velocità media di propagazione delle onde di taglio, V_S, nei sedimenti stessi (es. Kramer, 1996):

$$f_0 = \frac{V_S}{4h} \qquad (1)$$

Si specifica che, per definizione, la curva H/V non può considerarsi quale significativa del livello assoluto di amplificazione del sito.

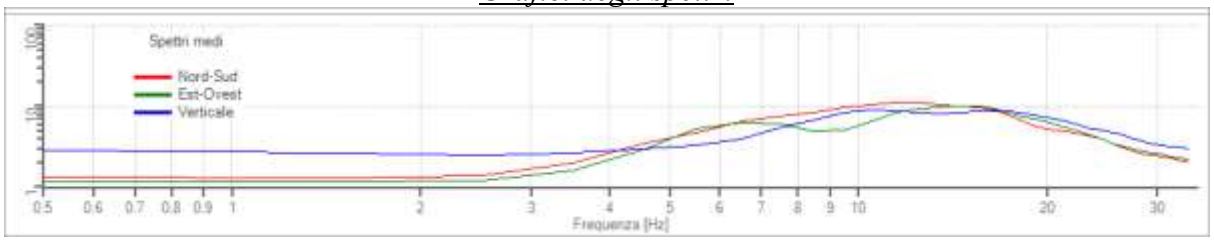
Nei paragrafi successivi sono descritte le procedure di acquisizione ed elaborazione del microtremore nonché l'analisi dei risultati.

ELABORAZIONE DEL MICROTREMORE

Come osservato precedentemente, il metodo Nakamura (Nakamura, 1989) consiste nel calcolo dei rapporti degli spettri di Fourier relativi alle componenti orizzontali e verticale del segnale registrato (rapporti H/V). Per ogni sito di misura sarà quindi calcolato il rapporto spettrale relativo alla media dei rapporti tra la componente Nord-Sud (NS) rispetto a quella verticale (Z) e quello relativo alla componente Est-Ovest (EW) sempre rispetto alla verticale (Z).

Ai fini della determinazione dei rapporti H/V è stato impiegato il software di elaborazione Easy HVSR 2018 della Geostru. Ciascun segnale registrato è stato suddiviso in finestre temporali della durata di 20s ciascuna e successivamente è stata effettuata un'analisi spettrale (calcolo dello spettro di Fourier) per ciascuna finestra.

Grafici degli spettri



Spettri medi nelle tre direzioni

ANALISI ED INTERPRETAZIONE DELLA CURVA H/V

La registrazione dei dati è avvenuta in discrete condizioni, che comunque hanno lasciato intervalli sufficientemente ampi per permettere e rispettare le condizioni consigliate dalle verifiche Sesame:

Rapporto spettrale H/V

Dati riepilogativi:

Frequenza massima:	35.00 Hz
Frequenza minima:	0.50 Hz
Passo frequenze:	1.00 Hz
Tipo lisciamento::	Konno & Ohmachi
Percentuale di lisciamento:	10.00 %
Tipo di somma direzionale:	Media geometrica

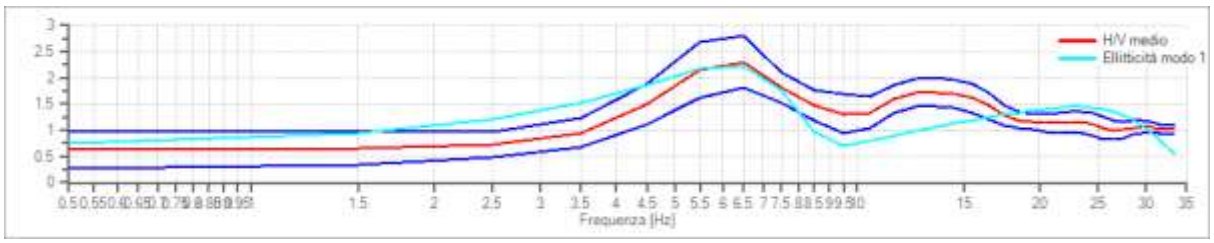
La seguente Figura mostra la relativa curva H/V del punto di misura (determinata come la media delle curve H/V per le due componenti NS e EW), ovvero il grafico hvsr complessivo sui tre assi depurato per evidenziare l'andamento della curva HVSR. La linea rossa rappresenta la curva media mentre quelle blu delimitano la banda d'incertezza (curve di fiducia).

Il grafico mostra le linee di fiducia molto vicine che garantiscono un elevato grado di affidabilità della prova.

Risultati:

Frequenza del picco del rapporto H/V: 6.50 Hz ±0.22 Hz

Grafico rapporto spettrale H/V



Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia

Verifiche SESAME:

Verifica	Esito
$f_0 > 10/l_w$	Ok
$n_c(f_0) > 200$	Ok
$\sigma_A(f) < 2 \quad per \quad 0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0 \quad se \quad f_0 > 0.5H$	Ok
$\sigma_A(f) < 3 \quad per \quad 0.5 \cdot f_0 < f < 2 \cdot f_0 \quad se \quad f_0 < 0.5H$	
$\exists f^- \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0/2$	Ok
$\exists f^+ \in [f_0, 4 \cdot f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	Ok
$A_0 > 2$	Ok
$f_{picco}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	Ok
$\sigma_f < \varepsilon(f)$	Ok
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	Ok

L'interpretazione delle misurazioni eseguite ha consentito di correlare un valore di picco dello spettro di risposta HVSR con la profondità del bedrock geofisico e di individuare una corrispondenza tra i valori di frequenza relativi alle discontinuità sismiche e i cambi litologici nell'immediato sottosuolo. Interpretando i minimi della componente verticale come risonanza del modo fondamentale dell'onda di Rayleigh e i picchi delle componenti orizzontali come contributo delle onde SH, è stato possibile ricavare i valori di frequenza caratteristici del sito.
Sapendo che ad ogni picco di frequenza corrisponde una profondità (m) dell'orizzonte che genera il contrasto d'impedenza si può estrapolare una stratigrafia geofisica del sottosuolo.

È stato quindi possibile stimare la velocità delle onde Vs equivalente (Vs_{eq}) come esplicitamente richiesto dal D.M.17/01/2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni): *"La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, VS,eq (in m/s), definita dall'espressione:*

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^{N} \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

Essendo le fondazioni del fabbricato in progetto previste sul substrato roccioso affiorante in posto, la *VS,eq* è risultata:

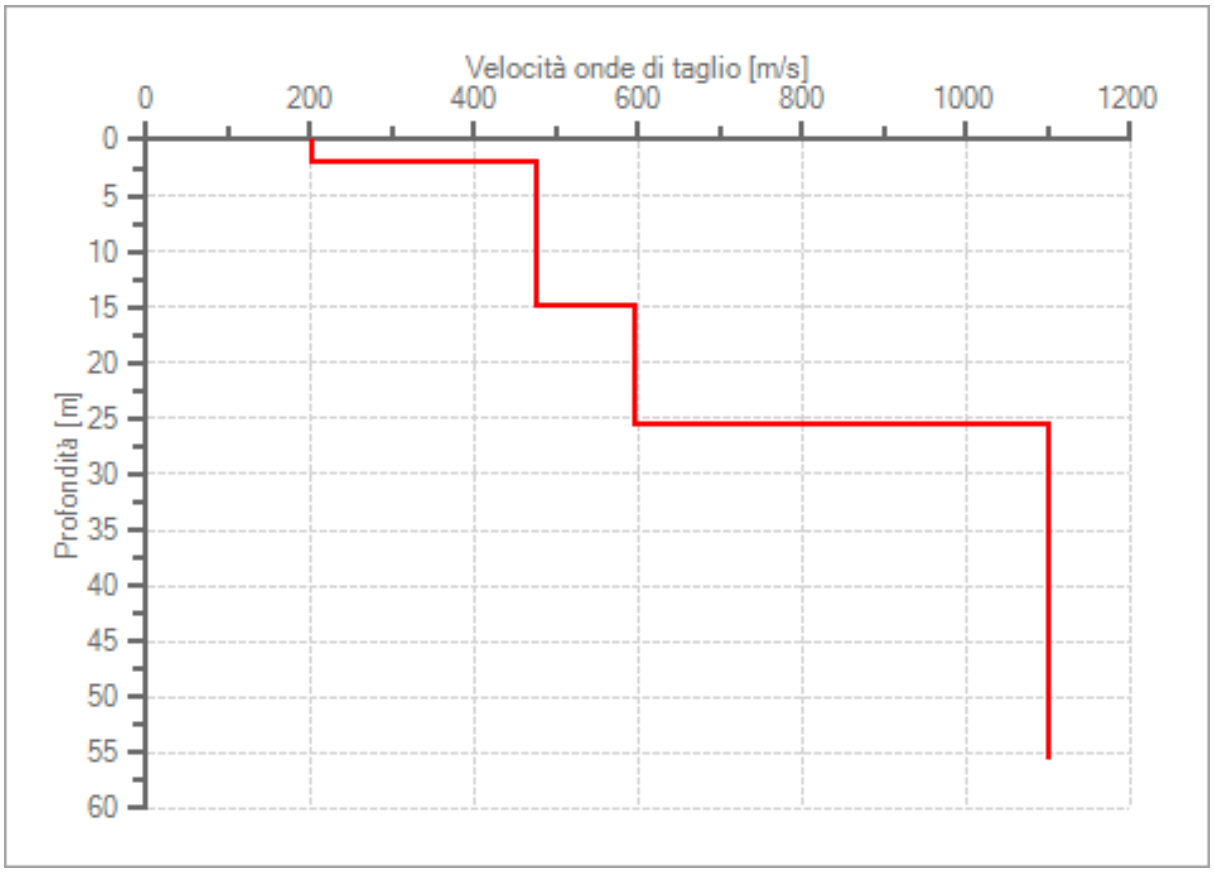
Vs_{eq} = 462.94 m/s

Dati riepilogativi:

Numero strati: 4
Frequenza del picco dell'ellitticità: 6.50 Hz
Valore di disadattamento: 0.33
Valore Vseq: 462.94 m/s

Dati della stratigrafia:

Strato	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso per Unità di Vol. [kN/m^3]	Coeff. di Poisson	Velocità onde di taglio [m/s]
1	0	2.05	18	0.4	201
2	2.05	13	19	0.38	475
3	15.05	10.55	22	0.35	595
4	25.6	30	25	0.3	1100



Profilo delle velocità delle onde di taglio.

In conclusione, sulla base della misura geofisica del rapporto spettrale H/V svolta in sito i cui risultati sono stati esposti sopra, la categoria sismica del sottosuolo in riferimento alla quota

del piano campagna, è risultata **"Categoria B"**, ovvero *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.* (Tabella 3.2.II – NTC 2018).

4.4 INDAGINE SISMICA MASW E A RIFRAZIONE

Si rimanda all'allegato n.2 per la trattazione ed i risultati dell'indagine sismica eseguita il 29-11-2019 per calcolare direttamente la Vs equivalente come indicato dalle NTC2018.

5. COMPATIBILITA' CON IL PIANO DI BACINO CROVETTO

Si è analizzato il sito ove è previsto l'intervento in funzione delle varie cartografie costituenti il Piano di Bacino Stralcio Crovetto e non sono state rilevate condizioni invalidanti il progetto.

L'opera in progetto non è prevista nei pressi dello sbocco di rii demaniali o pubblici, non ricade in prossimità di interventi e logicamente non è compresa in area suscettibile al dissesto.

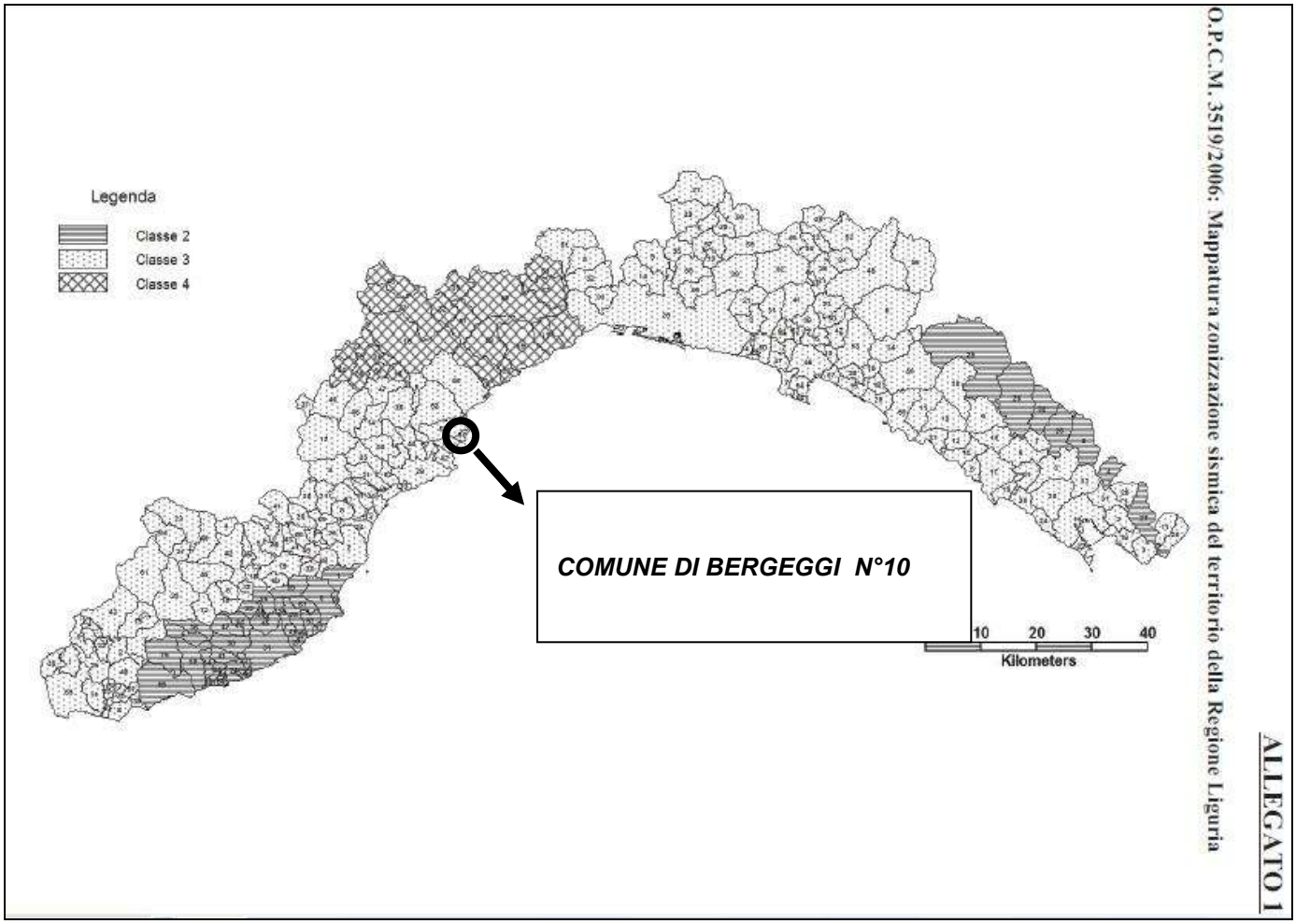
	CARTA DI SINTESI	NORMATIVA INTERVENTO
TAV 8	SUSCETTIVITA' AL DISSESTO DEI VERSANTI	In Pg0 area a suscettività al dissesto molto bassa
TAV 9	FASCE DI INONDABILITA'	Non ricade in fascia esondabile
TAV 12	INTERVENTI	Non sono previsti interventi nel sito in oggetto
TAV 13	RETICOLO IDROGRAFICO PRINCIPALE	L'intervento non ricade nell'area di tutela di rio pubblico o demaniale.

A seguito delle verifiche eseguite, **Io scrivente certifica che i lavori in progetto non sono in contrasto con le previsioni del Piano di Bacino, risultano compatibili con la D.D.G. n.176/2018 e con il Regolamento Regionale n.3/2011 e non deve essere richiesta alcuna autorizzazione al Settore Difesa del Suolo e Tutela Ambientale della Regione Liguria**.

6. POTENZIALE SISMICITA' DEL SITO DELL'INTERVENTO

La Regione Liguria, con la Delibera di Giunta Regionale n° 530 del 16/05/2003, ed in ottemperanza al disposto di cui all'O.P.C.M. n. 3274 del 20/03/2003, ha approvato la nuova classificazione sismica dei Comuni Liguri come specificato nell'Allegato n.1 della delibera.

Attualmente a seguito dell'ufficializzazione della mappa della pericolosità sismica pubblicata dall'INGV e approvata dalla stessa O.P.C.M. 3915/2006, è stata pubblicata la nuova classificazione sismica del territorio della Regione Liguria con la D.G.R. n.1308 del 2008, aggiornata dalla D.G.R. 1362 del 19-11-2010, **e attualmente aggiornata e sostituita dalla D.G.R. 216 del 17-03-2017, entrata in vigore dal 19 luglio 2017.**



Il Comune di Bergeggi è stato classificato, secondo la nuova classificazione, in Classe Sismica 3 con rispettivamente il n°10 nell'Allegato della citata Delibera n. 216/2017;

i valori delle massime accelerazioni orizzontali nel periodo di riferimento vengono direttamente calcolati mediante l'Allegato delle N.T.C. 2018 e non più utilizzando i valori di ancoraggio delle zone sismiche definite nella suddetta classificazione regionale, come stabilito dalla precedente D.G.R. 1308/2008.

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo ("periodo di riferimento"VR" espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata "Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" PVR

La pericolosità sismica è definita in termini di :

- accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A), con superficie topografica orizzontale (categoria T1);

- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se(T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

Ai fini delle NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:
- ag accelerazione orizzontale massima al sito;
- Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
Una delle novità delle NTC è appunto la stima della pericolosità sismica basata su una griglia di 10751 punti, ove viene fornita la terna di valori ag, Fo e T*C per nove distinti periodi di ritorno TR.

I coefficienti sismici orizzontale Kh e verticale Kv da utilizzare nella determinazione della forza inerziale dovuta al sisma di progetto, sono i seguenti:

$$Kh=\beta s \times amax/g;\ Kv=\pm 0.5 \times Kh$$

dove:

βs= coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

amax = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g= accelerazione di gravità

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio, secondo la seguente espressione:

$$amax=SS \times ST \times ag$$

dove:

SS= coefficiente di amplificazione stratigrafica 0.90 ≤Ss≤ 1.80; è funzione di F0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

ST= coefficiente di amplificazione topografica per fondazioni in prossimità di pendi.

Il valore di ST varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

T1 (ST = 1.0) T2 (ST = 1.20) T3(ST =1.20) T4(ST = 1.40).

ag= accelerazione orizzontale massima al sito

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$TR=-VR/\ln(1-PVR)$$

Con VR vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso VR dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Si è determinato quindi la pericolosità sismica del sito oggetto di intervento, mediante l'ausilio del software della GEOSTRU, fornendo i seguenti dati:

Coefficienti sismici [N.T.C.]

==========

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
Classe d'uso: Classe II
Vita nominale: 50.0 [anni]
Vita di riferimento: 50.0 [anni]

Sito in esame.

latitudine: 44,247472
longitudine: 8,446752

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 17576	Lat: 44,2253	Lon: 8,3963	Distanza: 4715,743
Sito 2	ID: 17577	Lat: 44,2283	Lon: 8,4659	Distanza: 2621,618
Sito 3	ID: 17355	Lat: 44,2782	Lon: 8,4618	Distanza: 3618,730
Sito 4	ID: 17354	Lat: 44,2752	Lon: 8,3921	Distanza: 5337,622

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: B
Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.19	2.58	0.16
S.L.D.	50.0	0.25	2.54	0.19
S.L.V.	475.0	0.59	2.6	0.31
S.L.C.	975.0	0.76	2.63	0.32

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.228	0.2	0.0047	0.0023
S.L.D.	0.3	0.2	0.0061	0.0031
S.L.V.	0.708	0.2	0.0144	0.0072
S.L.C.	0.912	0.2	0.0186	0.0093

Si precisa che si è considerato come sottosuolo di riferimento del sito in oggetto una **categoria di suolo B**, secondo le prove geognostiche eseguite e l'assetto stratigrafico dell'areale rappresentato in TAV.5 sezione geologica.

Non si è considerata **la correzione topografica (T1)** poiché il sito intervento è situato in una zona pianeggiante, in prossimità della linea di costa.

7. CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE DI SINTESI

I parametri geotecnici dei terreni sono stati ricavati tramite le relazioni note in letteratura, dai valori N_{SPT}.

I parametri geotecnici risultanti sono riportati in dettaglio, a seconda della correlazione di riferimento, in allegato n.3.

Nella seguente tabella viene illustrato un quadro sinottico dei parametri geotecnici medi di caratterizzazione dei terreni costituenti il volume significativo delle fondazioni, derivanti dai valori suddetti:

TABELLA D: Parametri medi di caratterizzazione geotecnica

Parametri geotecnici	TERRENO sabbioso-ghiaioso in matrice limosa con blocchi rocciosi
Angolo di attrito interno	φ=32°
Peso di volume naturale medio	γnat=1.9 t/mc
Peso di volume saturo medio	γsat=2.1 t/mc
Coesione media	c=0.05 kg/cmq
Coesione non drenata	C_u=0.15 kg/cmq
Coefficiente attrito palo/terreno	f'=0.4 (13°)
Densità relativa	D_r=65%
Modulo elastico (Young)	E=30 MPa
Modulo di taglio	μ=135 MPa
Modulo Edometrico	E_d=30 MPa
Costante di Winkler	$K_1(b_1)$=10 kg/cmc

8. PERFORAZIONE PER INSTALLAZIONE PALI

A causa della presenza di grossi trovanti rocciosi derivanti dalla paleo frana verificatosi in periodo antico, come quello intercettato nella perforazione a carotaggio continuo del sondaggio, tra le profondità di 10.8m e 13.5m, ovvero di spessore 2.70m, e come quelli ciclopici emergenti dal deposito di spiaggia il metodo più idoneo di perforazione rimane quello a rotopercussione.

Tale metodo permetterà di superare con facilità i massi accostati costituenti il pennello superficiale (molo) su cui si fonderà la struttura in progetto.

Il metodo di perforazione a vibroinfissione comporterebbe delle problematiche a causa della costituzione geolitologica del sottosuolo; tale metodo sarebbe ottimale in presenza dei soliti depositi di spiaggia sabbiosi, anche per l'azioen lubrificante esercitata dall'acqua marina.

Non sono presenti manufatti circostanti che possano essere influenzati dalle vibrazioni della perforazione. Nell'attività di perforazione non dovranno essere utilizzati additivi addensti e nocivi a tutela dell'Area Marina Protetta (AMP).

Per l'infissione del palo, di qualsiasi tipologia, si consideri la presenza di strati di sabbia molto densa sino alla profondità del tetto del substrato roccioso, tale terreno è caratterizzato da densità relativa media, corrispondente a valori N_{SPT} rilevati pari a 13 - 26 – 37 – 70.

Si riportano le correlazioni tra i dati ottenuti dalle prove SPT eseguite , la densità relativa e l'angolo di attrito interno (Meyerhof, 1956; Peck e altri, 1974) nella tabella seguente:

TABELLA F: *Parametri di valutazione infissione*

Terreno sabbioso	**Nspt**	**Densità relativa**	**Penetrometro cono (MPa)**	**β_p coef. Attrito alla punta**	**β_l coef. Attrito laterale**	**Commenti sull'infissione**
Molto sciolto	< 4	0-0.2	0-0.2	0.2	0.05	Molto facile
Sciolto	4-10	0.2-0.4	2-4	0.25	0.05	Facile
Medio denso	10-30	0.4-0.6	4-12	0.3	0.1	Normale
→ **Denso**	30-50	0.6-0.8	12-20	0.4	0.15	**Difficoltosa**
Molto denso	> 50	0.8-1	> 20	0.5-0.7	0.25	Problematica

→ *Intervallo da considerare nel presente caso*

Questi valori devono intendersi come guide per il calcolo della resistenza opposta dal terreno e di conseguenza della forza centrifuga (F_c) necessaria all'infissione e servono a mettere in relazione il comportamento statico con quello dinamico (coefficiente β d'attrito).

geol. MACCIO' M. Roberto



ALLEGATO 1A - DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA ESECUZIONE SONDAGGIO GEOGNOSTICO E PROVE SISMICHE IN SITO



Foto 1. Esecuzione sondaggio geognostico a carotaggio continuo S1.



Foto 2. Esecuzione prova SPT in foro.

Studio di Geologia Macciò M. Roberto - Via Bellò 4/A S.Fedele - 17031 Albenga (SV)



Foto 3. Esecuzione prova sismica MASW e a rifrazione con punto di battuta verso ovest.



Foto 4. Esecuzione prova sismica MASW e a rifrazione con punto di battuta verso est.

Studio di Geologia Macciò M. Roberto - Via Bellò 4/A S.Fedele - 17031 Albenga (SV)



Foto 5. Esecuzione prova sismica HVSR.

Studio di Geologia Macciò M. Roberto - Via Bellò 4/A S.Fedele - 17031 Albenga (SV)

ALLEGATO 1B - DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA EVENTO 28-10-2018



Foto 6. Mareggiata del giorno 28-10-2018.

Studio di Geologia Macciò M. Roberto - Via Bellò 4/A S.Fedele - 17031 Albenga (SV)

ALLEGATO 2

INDAGINI GEOGNOSTICHE

COMMITTENTE:

COMUNE DI BERGEGGI

OPERA FINALIZZATA ALLA MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDRAULICO

CALETTA BEACH – BERGEGGI (SV)

INDAGINI GEOGNOSTICHE IN SITO

RELAZIONE ILLUSTRATIVA DELLE INDAGINI

Emissione	Data	Redatto	Verificato	Approvato
Ed. 01 Rev. 00	Dicembre 2019	Geol. Marco Abbigliati Dott. Jacopo Deplano	Dott. Geol. Enrico Isetta	Dott. Geol. Alpino Flavio

1 INTRODUZIONE 3

2 SONDAGGI GEOGNOSTICI 5

2.1 ELENCO DEI SONDAGGI 5
2.2 ATTREZZATURE DI PERFORAZIONE 5
2.3 MODALITÀ ESECUTIVE DEI SONDAGGI 6

3 INDAGINE SISMICA A RIFRAZIONE 7

3.1 PREMESSA 7
3.2 CENNI METODOLOGICI SULLA SISMICA A RIFRAZIONE 7
3.3 TOMOGRAFIA SISMICA 9
3.4 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA 9
3.5 GEOMETRIA DELLA LINEA SISMICA 11
3.6 MODALITÀ DI ELABORAZIONE DATI 11
3.7 RISULTATI DELLE INDAGINI 12

4 INDAGINE SISMICA IN ONDE SUPERFICIALI (MASW) 14

4.1 PREMESSA 14
4.2 CENNI METODOLOGICI SUL METODO MASW 14
4.3 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA 16
4.4 GEOMETRIA DELLA STESA SISMICA 16
4.5 MODALITÀ DI ELABORAZIONE DEI DATI 18
4.6 RISULTATI DELLE INDAGINI 18

ALLEGATO A – STRATIGRAFIA SONDAGGIO S1

ALLEGATO B – INDAGINE SISMICA A RIFRAZIONE

ALLEGATO C – INDAGINE SISMICA MASW

ALLEGATO D – COORDINATE GPS INDAGINI

1 INTRODUZIONE

Il comune di Bergeggi ha incaricato la società TERRACH s.a. di eseguire una campagna di indagini geognostiche e geofisiche in sito propedeutica al progetto denominato "Opera finalizzata alla mitigazione del rischio idraulico" in corrispondenza della strada statale SS1 - Via Aurelia in prossimità della zona denominata Caletta Beach (Figura 1).

La presente relazione tecnica rappresenta un rapporto descrittivo delle modalità di esecuzione delle indagini e raccoglie tutti i dati emersi secondo le indicazioni del Committente in accordo al conferimento delle indagini.

Il programma di indagini si è sviluppato nel modo seguente:

- n. 1 sondaggi geognostici a rotazione a carotaggio continuo;
- n. 1 indagine sismica a rifrazione in onde P;
- n. 1 indagine sismica in onde superficiali (MASW);
- n. 1 indagini sismiche passive del rapporto spettrale H/V (HVSR).

Per eseguire le indagini, è stata attrezzata, approntata e trasportata una macchina perforatrice.

Come da programma indicato sono state eseguite in foro prove penetrometriche tipo S.P.T.

Le carote di terreno prelevate nei sondaggi sono state descritte nei rapporti stratigrafici riportati in allegato (Allegato A).

Il posizionamento del sondaggio e delle indagini sismiche, è stato ubicato concordemente con le indicazioni del Committente.

Al termine della campagna di indagini per il corretto posizionamento ed ubicazione dei punti d'indagine è stato eseguito un rilievo plano altimetrico di dettaglio con GPS (**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** D).

Le elaborazioni delle indagini effettuate sono allegate fuori testo.

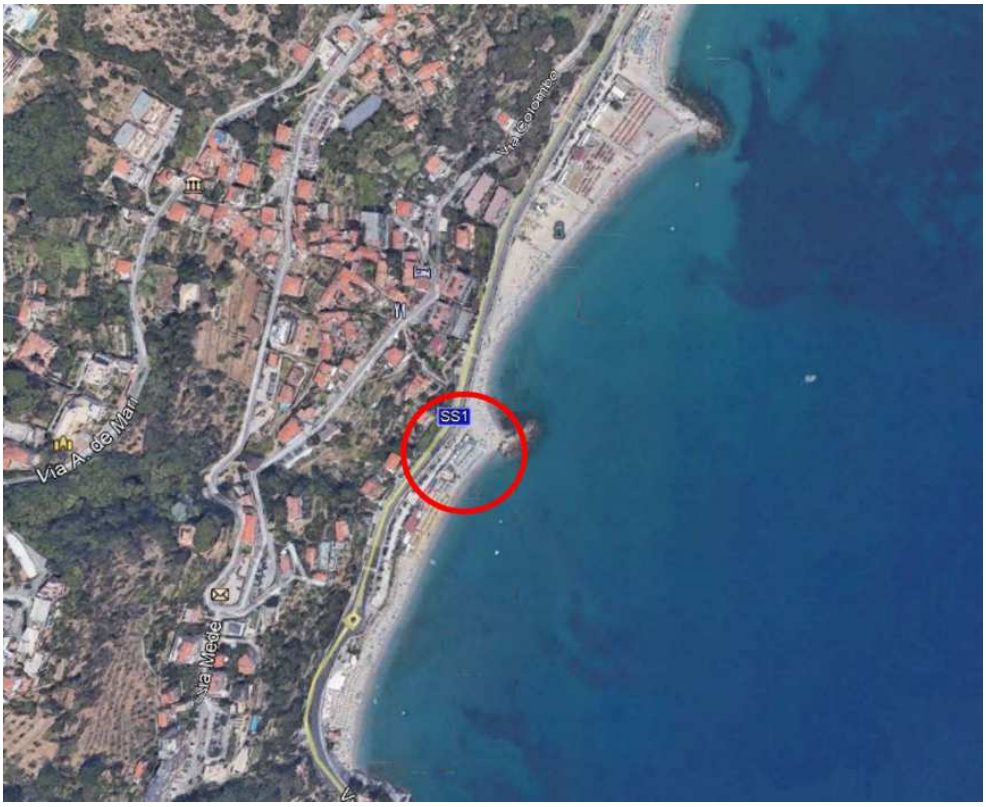


Figura 1: Localizzazione dell'area di intervento a Bergeggi (SV).

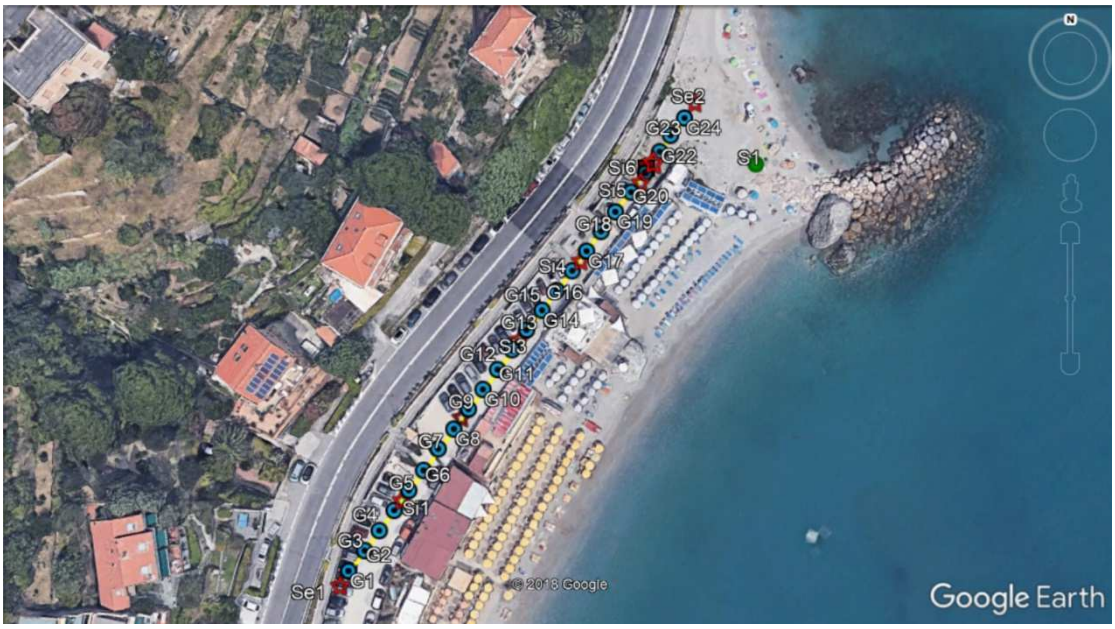


Figura 2: Area di intervento di dettaglio presso Caletta Beach.

2 SONDAGGI GEOGNOSTICI

2.1 ELENCO DEI SONDAGGI

Nell'area di intervento sono stati realizzati n. 1 sondaggi a carotaggio continuo, in un unico intervento, nel periodo compreso tra il 02/12/19 ed il 04/12/19.

Alcune delle caratteristiche dei sondaggi sono riassunte nella Tabella 1, per le stratigrafie complete e ogni altra informazione si rimanda all'Allegato A.

Tabella 1 - Sondaggi eseguiti

SONDAGGIO	DATA ESECUZIONE	PROFONDITÀ	RIVESTIMENTO	LIV. FALDA DA PC	N° S.P.T.
S1	02/12/19	17.70 m	16.00 m	0.40 m	6

2.2 ATTREZZATURE DI PERFORAZIONE

I sondaggi sono stati eseguiti mediante l'utilizzo di una macchina perforatrice con sottocarro cingolato le cui caratteristiche tecniche sono di seguito elencate.

Sonda perforatrice CMV MK 420 F

- sottocarro cingolato di larghezza pari a 1.40 m;
- testa di rotazione TR 420 B (4 velocità), coppia min/max kgm 429-63;
- movimento verticale rotary mediante cilindro idraulico e catene;
- spinta massima 1500 kg tiro massimo 2500 kg;
- pompa scarotatrice;
- argano idraulico 1500 Kg;
- pompa fango a vite Bellin con portata massima 120 l/min pressione max. 20 bar;
- motore diesel Deutz con quattro cilindri potenza 70 HP;
- cofanatura di insonorizzazione (70 dbA a 5 metri);

- completa di amplificatore, sensori e trasduttori per registratore di parametri tipo Envi Geoprinter 60.

A corredo delle sonde, durante la perforazione, sono state inoltre impiegate le seguenti attrezzature:

- carotieri semplici Ø 101 mm della lunghezza di 1500 mm;
- carotieri doppi tipo T6 e tipo T6S Ø 101 mm della lunghezza di 1500 mm;
- corone carotiere semplice Ø 101 in widia;
- corone carotiere doppio T6 Ø 101 diamantate impregnate;
- aste di perforazione con filettatura API Reg Ø 76 mm;
- aste Ø 50 mm per prove S.P.T.;
- tubi di rivestimento in ferro Ø 127 mm;
- maglio S.P.T.

2.3 MODALITÀ ESECUTIVE DEI SONDAGGI

La perforazione a carotaggio continuo nei terreni sciolti è stata eseguita con aste di perforazione Ø 76 mm e carotieri semplici $Ø_{est}$ 101 mm, dotati di corone in widia.

Per consentire la massima percentuale di recupero del campione, evitando fenomeni di dilavamento dell'eventuale frazione fine contenuta, l'impiego del carotiere nei terreni è stato effettuato con avanzamento a secco escludendo l'uso di fluido di circolazione.

La stabilità delle pareti del foro è stata assicurata mediante l'utilizzo di rivestimenti metallici provvisori del diametro esterno pari a 127 mm che hanno seguito le manovre di avanzamento del carotiere e che sono stati estratti e recuperati a fine perforazione.

Nel corso della posa del rivestimento è stato impiegato come fluido di perforazione acqua pulita.

Dopo l'estrusione il materiale recuperato dal carotiere è stato immediatamente trasferito in apposite cassette catalogatrici in PVC.

Durante la campagna di sondaggi sono stati incontrati anche materiali litoidi che sono stati perforati con l'utilizzo di carotieri doppi tipo T6 $Ø_{est}$ 101 mm dotati di corone diamantate impregnate, utilizzando come fluido di perforazione acqua pulita.

3 INDAGINE SISMICA A RIFRAZIONE

3.1 PREMESSA

Un'indagine sismica a rifrazione, denominata Linea 1, è stata eseguita lungo la strada del parcheggio a fianco dello stabilimento Bagni La Caletta in località Caletta Beach nel comune di Bergeggi (SV) (Figura 2). L'indagine è stata eseguita in un unico intervento in data 29/11/2019.

Lo studio geofisico commissionato ha lo scopo di fornire indicazioni relative alle geometrie degli orizzonti litologici del sottosuolo ed ampliare la copertura areale di indagine data dai sondaggi geognostici.

Nel prosieguo sono descritte le caratteristiche dei metodi impiegati, le caratteristiche strumentali e sono riportati i dati raccolti congiuntamente alle elaborazioni effettuate.

3.2 CENNI METODOLOGICI SULLA SISMICA A RIFRAZIONE

Nel metodo in questione viene considerata la rifrazione, in corrispondenza di interfacce sepolte che separano mezzi in differenti condizioni di densità, di onde elastiche generate artificialmente in superficie.

Nell'esecuzione di tali prospezioni vengono posti in superficie - a distanza reciproca nota e normalmente costante – dei sensori, chiamati *geofoni*, in grado di avvertire la perturbazione propagatasi nel terreno a seguito della generazione dell'onda elastica; i geofoni traducono la sollecitazione in un segnale elettrico ed attraverso un cavo multipolare trasferiscono quest'ultimo ad uno strumento di registrazione (sismografo multicanale). Il sismografo digitalizza i segnali ricevuti dai geofoni e registra i "sismogrammi" sotto forma di file *.sg2*.

I sismogrammi sono visualizzabili in un grafico binario nel quale vengono rappresentati per ogni canale (ognuno corrispondente ad un geofono) il dominio dei tempi sull'asse orizzontale (nell'ambito della "finestra di campionamento" scelta) e l'ampiezza del segnale elettrico (± mV) sull'asse verticale.

La prima perturbazione elastica ricevuta da ogni geofono a seguito della generazione dell'impulso può avere seguito un percorso "diretto" (ossia il tragitto più breve tra sorgente e ricevitore) oppure avere subito una o più "rifrazioni" presso superfici di discontinuità tra materiali caratterizzati da differenti stati di addensamento (le riflessioni, nel presente metodo, non vengono considerate).

Oltre una certa distanza definita "critica" i raggi rifratti raggiungeranno i geofoni in superficie prima dei raggi diretti, nonostante il tragitto sia più lungo, in virtù del tratto percorso a velocità più elevata presso l'interfaccia.

La trattazione teorica che sta alla base del metodo si basa sui principi e sulle leggi dell'ottica.

La configurazione ottimale dei parametri di acquisizione (distanza intergeofonica, numero di energizzazioni, geometria dello stendimento, lunghezza della registrazione, ecc.) è definita in sito in funzione delle condizioni logistiche, della presenza o meno di fonti di disturbo nei pressi e del fine dell'indagine.

Il metodo permette di caratterizzare i terreni presenti al di sotto dello stendimento geofonico fino ad una profondità pari, in condizioni ideali, a circa 1/3 ÷ 1/4 dello sviluppo lineare dello stesso, intendendo per "sviluppo lineare" la distanza tra il primo e l'ultimo geofono.

Il metodo presuppone come elemento imprescindibile alla base della trattazione un incremento della velocità di propagazione delle onde elastiche con la profondità: non potranno essere individuate eventuali inversioni di velocità.

I tempi impiegati dagli impulsi elastici per percorrere, in via diretta o attraverso fenomeni di rifrazione, lo spazio compreso tra il punto sorgente ed i geofoni sono graficati su diagrammi (dromocrone) nei quali risultano leggibili le posizioni dei singoli geofoni in ascisse (proiettate sul piano orizzontale) ed i tempi - espressi in millesimi di secondo - in ordinate.

Dalle dromocrone possono essere ricavate analiticamente le velocità reali di propagazione dei fronti d'onda degli impulsi sismici alle varie profondità.

Le velocità sismiche sono generalmente proporzionali al grado di densità dei terreni entro i quali la perturbazione elastica si propaga e, nel caso di ammassi rocciosi, possono essere indicative delle condizioni geomeccaniche degli stessi.

I valori delle velocità così ottenuti, unitamente ai tempi - intercetta, alla pendenza delle curve in dromocrona ed alle variazioni di tempo sulle stesse, sono utilizzati per il calcolo dello spessore dei singoli livelli rifrangenti fino alla massima profondità consentita dalla geometria dei rispettivi sviluppi.

Note le velocità delle onde sismiche entro i singoli livelli rifrangenti e la variazione degli spessori degli orizzonti sismici al di sotto dello sviluppo della stesa può essere ricostruita la sezione sismostratigrafica.

3.3 TOMOGRAFIA SISMICA

L'indagine si fonda su un efficiente schema di calcolo nel dominio dello spazio noto come Wavepath Eikonal Tomography, che considera sorgenti sismiche a banda limitata ed effetti di disturbo nel dato. Dettagli teorici riguardo al metodo sono reperibili in letteratura (*Schuster & Quintus-Bosz, 1993*).

In estrema sintesi il metodo determina un modello a gradiente uniforme tramite l'analisi dei tempi di percorso, tramite una versione migliorata del metodo Herglotz-Wiechert (e.g. *Nowak, 1990*).

Il modello iniziale è quindi assimilato da un processo di inversione numerica (*Iyer & Hirahara, 1993*) noto come 2D WET che considera la propagazione multipla dei segnali che contribuiscono a ciascun dato osservato.

L'algoritmo considera altresì i fenomeni di diffrazione e trasmissione oltre che il consueto fenomeno della rifrazione fornendo una migliore rappresentazione della distribuzione della velocità nel suolo.

3.4 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

In questa sezione si descrive il sistema di generazione della sollecitazione di superficie ed il sistema di registrazione del segnale utilizzato in questa campagna di misure.



Figura 3 Immagine di dettaglio relativa ai geofoni verticali

Le prospezioni sismiche sono state effettuate mediante l'impiego di geofoni verticali da 40 Hz Weihai Sunfull per l'acquisizione delle onde P (*Figura 3*), data la presenza di asfalto per un tratto della stesa i geofoni sono stati inseriti previo foro nell'asfalto eseguito con un trapano.

Per acquisire le registrazioni ci si è serviti del sistema DAQlink III prodotto dalla Seismic Source™ (*Figura 4*).

Il sistema DAQlink III è la terza generazione della Serie DAQ link. Esso può essere configurato come una unità di monitoraggio autonoma, un sistema per la prospezione a rifrazione/foro od ancora come una unità facente parte di un cluster per prospezioni a riflessione. L'unità è dotata di quattro indicatori che immediatamente informano sul livello di operatività dello strumento. L'involucro è stato progettato per essere leggero e robusto con standard di impermeabilizzazione IP 67. La connessione alla linea di misura è garantita da un apposito connettore a 24 canali. Analoghi connettori sono disponibili per l'alimentazione (12 V) e trigger tripolare. La connessione al sistema di controllo avviene su protocollo di rete tramite scheda ethernet.



DAQlink III	
Canali	da 1 a 24 per unità
Convertitore AD	24 bit
Range dinamico	144 dB
Ampiezza di banda	da DC a 15 kHz
Trigger	+/- 1 microsecondo
Impedenza d'ingresso	100kΩ
Guadagno del preamplificatore	da 5 dB a 30 dB
Frequenze di campionamento	48, 16, 8, 4, 2, 1, 0.50, 0.25,0.12, 0.0625 kHz
Ritardo pre trigger	fino a 10 sec
Consumo	< 0.4 W/canale

Figura 4: Sismografo Daq LinkIII

Per quanto riguarda i sistemi di energizzazione la generazione delle onde di compressione (Onde P) è stata realizzata percuotendo un piattello metallico di dimensioni di 30 x 30 cm, con una mazza del peso di 8 kg.

Il segnale di inizio registrazione è impostato da uno *starter* posizionato sul manico della mazza battente e collegato al sismografo tramite un cavo elettrico.

Per ciascuna postazione l'energizzazione è stata ripetuta almeno tre volte applicando l'algoritmo di stacking del segnale, ottenendo la soppressione del segnale incoerente e la conseguente amplificazione del segnale significativo (coerente).

3.5 GEOMETRIA DELLA LINEA SISMICA

La geometria della stesa in relazione alle planimetrie di progetto, è stata realizzata per ottimizzarne la lunghezza in funzione dello spazio disponibile all'interno dell'edificio. In particolare è stata realizzata una stesa sismica a 24 geofoni, interdistanziati di 3 m. L'accoppiamento dei geofoni con la soletta di cemento è stato ottenuto mediante un foro di diametro 8 mm realizzato con trapano tassellatore.

Di seguito (Tabella 2) vengono riportati i dati relativi alla geometria d'acquisizione della stesa:

Tabella 2 - Geometria della stesa sismica

Stesa	N° geofoni	Spaziatura geofoni (m)	N° scoppi	Lunghezza stesa (m)	Lunghezza comprensiva degli scoppi esterni (m)
Linea1	24	3	8	69	72

3.6 MODALITÀ DI ELABORAZIONE DATI

Una volta eseguite le registrazioni dei segnali di campagna si è successivamente passati alla fase di elaborazione al computer dei dati ottenuti.

Il risultato finale della fase di acquisizione in campagna è costituito da una serie di files in formato *seg2*.

Per l'inversione dei dati sismici acquisiti è stato utilizzato il software Rayfract ver. 3.36 - 2019, che è un software di tomografia sismica che impiega le equazioni iconali per il calcolo dei tempi di percorso e per la modellazione della diffrazione, la rifrazione e la trasmissione delle onde sismiche.

Dopo il controllo visivo sulla qualità dei dati, si effettua un picking dei primi arrivi, in modo da ipotizzare un preliminare modello di velocità, che può essere migliorato attraverso successive iterazioni, in quanto la fase di calcolo si conclude quando si ha la migliore sovrapposizione fra i tempi di primo arrivo calcolati e quelli misurati.

Il processing dei dati, prosegue con la fase di inversione tomografica detta WET (Wavepath Eikonal Traveltime), che permette il calcolo delle traiettorie d'onda (wavepath) attraverso le soluzioni alle differenze finite dell'equazione che esprime le modalità di propagazione di un'onda in un mezzo isotropo

La tomografia WET modella i percorsi multipli della propagazione del segnale che contribuiscono ad un primo arrivo.

Il procedimento Eikonale, usato per il calcolo dei tempi di percorso, modella la diffrazione, la rifrazione e la trasmissione delle onde sismiche. Come conseguenza di ciò la capacità di fornire l'imaging di un'anomalia di velocità aumenta rispetto alla tomografia convenzionale del percorso di un raggio sismico.

I dati tomografici vengono quindi elaborati con un software di imaging, nel caso "Surfer 10" (Golden Software Inc.), che permette la visualizzazione secondo pseudosezioni verticali.

Relativamente ai risultati si rimanda agli allegati grafici che riportano in dettaglio le tomografie sismiche ottenute (Allegato B).

3.7 RISULTATI DELLE INDAGINI

Lo stendimento sismico a rifrazione in Onde P denominato "Linea 1", di lunghezza 69 m, ha permesso di indagare una porzione di sottosuolo fino ad una profondità massima di circa 25 m nella parte centrale della stesa. Lo stendimento "Linea 1" non ha intercettato il sondaggio geognostico denominato "S1" tuttavia tale sondaggio è stato proiettato sulla sezione sismica in quanto è ubicato ad una distanza di circa 15 m all'altezza del geofono numero G24.

Nello stendimento "Linea 1", è stato possibile riconoscere, per il tratto indagato, la presenza di tre sismostrati. Tale indagine ha potuto osservare una situazione sostanzialmente concordante con la stratigrafia rilevata dal sondaggio geognostico "S1", andando cosi ad integrare ed approfondire i dati desunti dal carotaggio.

Nella fattispecie i tre sismostrati riscontrati sono:

SISMOSTRATO 1: Si riferisce allo strato più superficiale, presente con spessori di circa 4-5 m, con andamento pressoché parallelo al piano campagna, è caratterizzato da velocità delle onde P fino a 1000 m/s, da ricondurre ai terreni di deposito superficiale di composizione ciottolosa-ghiaioisa.

SISMOSTRATO 2: Posto al di sotto del precedente sismostrato è caratterizzato da una velocità media di propagazione delle onde P tra i 1000 m/s ed i 2000 m/s, con spessori di circa 10 m. Tale sismostrato è da ricondurre a livelli di ghiaie-sabbiose come confermato dal sondaggio geognostico S1, le velocità sono ovviamente influenzate dal grado di saturazione pari al 100% data dalla vicinanza al mare.

SISMOSTRATO 3: Posto al di sotto del precedente sismostrato è caratterizzato da una velocità media di propagazione delle onde P superiore ai 2000 m/s fino a raggiungere velocità superiori ai 2800 m/s, con una profondità media di circa 15 m dal piano campagna fino alla profondità massima di investigazione.

Tale sismostrato è da ricondurre probabilmente sia al tetto dei livelli di trovanti e blocchi rocciosi, come confermato dal sondaggio geognostico S1, che creano un livello rifrangente, sia a tratti piu competenti dei terreni.

4 INDAGINE SISMICA IN ONDE SUPERFICIALI (MASW)

4.1 PREMESSA

Nel corso della medesima giornata di intervento (29/11/2019) è stata condotta anche una prospezione sismica mediante il metodo M.A.S.W., attraverso cui ricavare il profilo monodimensionale delle velocità delle Onde S nel sottosuolo e la conseguente stima del parametro $V_{S,eq}$, secondo quanto previsto dal DM 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

La stesa sismica è stata posizionata, conformemente alle richieste della committenza e alla logistica del sito, circa parallela al muro perimetrale nord-orientale (Figura 2).

4.2 CENNI METODOLOGICI SUL METODO MASW

Il metodo M.A.S.W. (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) è una tecnica di indagine non invasiva che permette di individuare il profilo di velocità delle onde di taglio V_S, sulla base della misura delle onde superficiali (Onde di Rayleigh e Onde di Love) eseguita in corrispondenza dei geofoni posti in superficie.

L'analisi delle onde S mediante tecnica MASW viene eseguita attraverso la trattazione spettrale del sismogramma, cioè a seguito di una trasformata di Fourier che restituisce lo spettro del segnale sismico nel dominio trasformato della frequenza, nel quale è facilmente riconoscibile il segnale delle Onde di Superficie dagli altri segnali sismici. L'osservazione dello spettro consente di notare che le onde di superficie si propagano a velocità variabile a seconda della frequenza dell'onda stessa: questo fenomeno è detto dispersione ed è caratteristico di questo tipo di onde. La dispersione rappresenta una deformazione di un treno d'onde dovuta ad una variazione di propagazione di velocità con la frequenza.

Le componenti a frequenza minore (lunghezza d'onda maggiore) penetrano più in profondità e sono quindi influenzate dagli strati più profondi rispetto a quelle a frequenza maggiore (lunghezza d'onda minore) che risentono delle proprietà fisiche dei livelli superficiali e presentano normalmente più elevate velocità di fase.

La teoria sviluppata suggerisce di caratterizzare suddetto fenomeno mediante una funzione, detta curva di dispersione, che associa ad ogni frequenza la velocità di propagazione dell'onda. Tale curva è facilmente estraibile dallo spettro del segnale poiché posa approssimativamente sui massimi valori di ampiezza del valore assoluto dello spettro. Il metodo MASW generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel

range di frequenze compreso tra 2÷70 Hz, quindi fornisce informazioni sulla parte più superficiale del suolo, in funzione della rigidezza del suolo e delle caratteristiche della sorgente. Il risultato finale del processo di elaborazione è il profilo verticale delle velocità delle Onde S.

La metodologia MASW consente quindi di definire il parametro $V_{S,eq}$. Il calcolo della velocità equivalente $V_{S,eq}$, di propagazione delle onde di taglio entro il substrato viene effettuato mediante la seguente espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove h_i e $V_{S,i}$ indicano rispettivamente lo spessore (in metri) e la velocità (in m/s) delle onde di taglio dello strato i-esimo, per tutti gli N strati presenti entro la profondità del substrato. Come specificato nel DM 17/01/18 *(Norme Tecniche per le Costruzioni*):

> *"Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio VS,eq è definita dal parametro VS,30, ottenuto ponendo H=30 m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità."*

Il valore del parametro $V_{S,eq}$ di una prova MASW è riportato per convenzione al centro del relativo stendimento geofonico.

La normativa sismica D.M. 17/01/2018, prevede l'utilizzo di tale parametro per la classificazione dei suoli: in essa sono distinte cinque categorie di sottosuolo che vengono riportate nelle tabelle di seguito (Tabella 3).

Tabella 3 - Categorie di sottosuolo, D.M. 17/01/2018

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

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*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.
B	*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.
C	*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.
D	*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.
E	*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.

4.3 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

In questa sezione si descrive brevemente il sistema di generazione della sollecitazione di superficie ed il sistema di registrazione del segnale.

Le prospezioni sismiche MASW sono state effettuate mediante l'impiego di 24 geofoni orizzontali da 4.5 Hz. I geofoni sono stati collegati al sismografo DAQlink III utilizzato per la stesa sismica a rifrazione (Figura 4).

Per quanto riguarda il sistema di energizzazione, l'energia necessaria per la generazione delle onde sismiche è stata ottenuta mediante l'impiego di una mazza del peso di 8 kg, colpendo orizzontalmente una trave in legno posizionata trasversalmente alla stesa a distanze prestabilite, in modo da generare Onde di Love.

4.4 GEOMETRIA DELLA STESA SISMICA

La geometria della stesa in relazione alla planimetria di progetto, è stata realizzata in funzione dello spazio disponibile lungo il parcheggio a monte dello stabilimento Bagni La Caletta (Figura 5). In particolare sono stati utilizzati 24 geofoni, interdistanziati di 2 m. L'accoppiamento dei geofoni con la soletta di cemento è stato ottenuto mediante un foro di diametro 8 mm realizzato con trapano tassellatore.

Sono state eseguite energizzazioni agli estremi opposti dello stendimento, ad offset di - 2 e – 4 m dal geofono G1, consentendo così la corretta registrazione delle onde di superficie.

In tabella (Tabella 4) si riportano le scelte operative relative all'acquisizione MASW.

Tabella 4 – Geometria e dettagli dell'acquisizione MASW

Stesa	N° geofoni	Tipo geofoni	Spaziatura geofoni	N° scoppi	Spaziatura energizzazioni	Passo di campionamento	Tempo di registrazione
MASW	24	orizzontali 4.5 Hz	2 m	2	- 2 - 4 m	0.250 ms	1 s



Figura 5: Area di lavoro della stesa per l'indagine MASW.

4.5 MODALITÀ DI ELABORAZIONE DEI DATI

Una volta eseguite le registrazioni dei segnali di campagna si è successivamente passati alla fase di elaborazione al computer dei dati ottenuti. I dati di campagna sono stati dunque processati mediante i software di elaborazione Geopsy e Dinver.

L'elaborazione del segnale consiste nell'operare una trasformata bidimensionale di Fourier trasponendo cosi i dati acquisiti nel dominio Spazio-Tempo, nel dominio Frequenza-Velocità di fase, che permette una chiara rappresentazione dello spettro di velocità.

Dallo spettro così ottenuto viene eseguito un picking i cui valori sono poi riportati sul software Dinver per l'analisi della curva di dispersione e l'ottimizzazione di un modello interpretativo.

Variando la geometria del modello interpretativo ed i valori di velocità delle Onde S si modifica automaticamente la curva di dispersione calcolata in modo da ottenere un buon fitting (indicato dal valore RMS, Root Mean Squared Error) con i valori sperimentali assumendo tale modello come interpretativo.

Al fine di ridurre i casi di equivalenza, quando possibile, si opera introducendo nell'interpretazione, come inamovibili, elementi quali: le densità dei litotipi dell'area indagata ed il numero di strati con la loro rispettiva potenza.

4.6 RISULTATI DELLE INDAGINI

L'elaborazione dei dati sismici ottenuti dall'indagine sismica MASW, sulla base di quanto descritto nei paragrafi precedenti, ha consentito di ricavare il modello medio di distribuzione delle velocità delle Onde S ed il parametro V_{seq} relativo al sottosuolo del sito in esame.

Suddividendo il suolo secondo i valori delle velocità delle Onde S è possibile ipotizzare il seguente modello di velocità, riportato nella tabella sottostante (Tabella 5).

Tabella 5: Sismostrati desunti dalla prova MASW

Profondità dal p.c. (m)	Spessore (m)	Vs (m/sec)
0 - 1.90	1.90	225
1.90 – 5.00	3.10	270
5.00 - 26.10	21.10	520
26.10	-	950

Il valore del parametro V_{Seq}, calcolato per una profondità H pari a 26.10 m, e riportato per convenzione al centro dello stendimento, è pari a:

$$V_{seq} = 431 \text{ m/sec}$$

ricadendo secondo la normativa italiana D.M. 17/01/2018, in classe B (Tabella 3).

Relativamente ai risultati si rimanda all' Allegato C dove sono presenti i grafici che riportano in dettaglio i risultati ottenuti. Nello specifico: sismogramma delle tracce (Figura 1), spettrogramma di velocità (Figura 2), la curva teorica sovrapposta a quella calcolata (Figura 3), ed il modello di Vs ottenuto dall'elaborazione dei dati acquisiti (Figura 4).

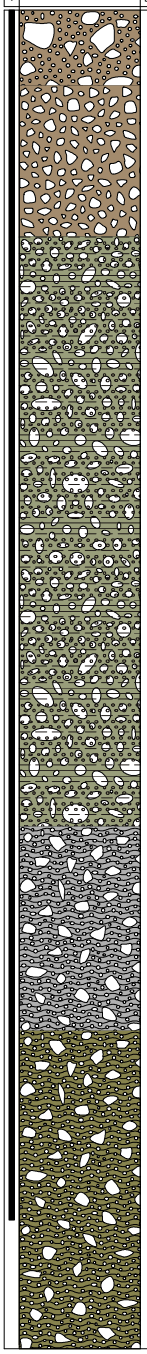
ALLEGATO A

STRATIGRAFIA SONDAGGIO S1

Committente: Comune di Bergeggi (SV)	Sondaggio: S1
Riferimento: Opera finalizzata alla mitigazione del rischio idraulico	Data: 04/12/19
Coordinate: WGS 84 E 8°26'43.4283 N 44°14'47.6250	Quota: 1.975 m slm
Perforazione: A carotaggio continuo	

SCALA 1 :100

STRATIGRAFIA - S1



metri batt.	prof. m	Spess. m	DESCRIZIONE	Standard Penetration Test m	S.P.T.	N	RP	prove in foro	Campioni	Prel. % 0 --- 100	Cass.	metri	RQD % 0 --- 100	Pz
	1.00	1.00	Deposito di spiaggia. Ciottoli arrotondati e ghiaie arrotondate.											
	3.00	2.00	Ghiaie da fini a grossolane angolari-subangolari con subordinata frazione fine color ocra. Litologia mista ed alterata.	1.7	50/5cm	Rif								
	10.80	7.80	Alternanze di ghiaie e sabbie con matrice fine (prevalenza limosa) che si presenta sgradata all'esterno della carota. La componente grossolana (a tratti dilavata) è subangolare e molto alterata (si notano ossidi ferrosi e quarzo). La frazione fine prevale verso il tetto della bancata (3.00-4.50 m ca.), il colore varia da ocra a grigio-verdastro. La compattazione aumenta con la profondità.	5.0	2-2-1	3								
				6.6	9-8-5	13								
				8.0	18-19-18	37								
				8.8	11-12-14	26								
				10.0	20-26-44	70								
	13.50	2.70	Trovante di metasedimento totalmente sblocchettato e alterato. Frazione fine dilavata (manovra eseguita con carotiere doppio).											
	17.70	4.20	Blocchi di metasedimenti alterati con frazione fine ocra spalmata all'esterno della carota. A tratti si è conservato un blocco meno alterato (14.70-15.00). a tratti si nota l'avanzamento dell'alterazione (15.00-15.20), verso il fondo si nota la perdita totale della tessitura originaria (15.50-17.70).											

Committente: Comune di Bergeggi (SV)	Sondaggio: S1
Riferimento: Opera finalizzata alla mitigazione del rischio idraulico	Data: 04/12/19
Coordinate: WGS 84 E 8°26'43.4283 N 44°14'47.6250	Quota: 1.975 m slm
Perforazione: A carotaggio continuo	

SCALA 1 :100

STRATIGRAFIA - S1

DATA INIZIO: 02/12/19 DATA FINE : 04/12/19
MACCHINA PERFORATRICE: CMV MK420F
UTENSILI PERFORAZIONE:
- carotiere semplice ø 101 mm da 0.00 a 17.70 m perforazione a carotaggio continuo a circcolazione d'acqua
RIVESTIMENTO:
- ø 127 mm da 0.00 a 16.00 m
INSTALLAZIONI:
nessuna
PROVE IN FORO:
nessuna

Committente: Comune di Bergeggi (SV)	Sondaggio: S1
Riferimento: Opera finalizzata alla mitigazione del rischio idraulico	Data: 04/12/19



Cassetta n° 1 - profondità da m 0.00 a m 5.00



Cassetta n° 2 - profondità da m 5.00 a m 10.00

Committente: Comune di Bergeggi (SV)	Sondaggio: S1
Riferimento: Opera finalizzata alla mitigazione del rischio idraulico	Data: 04/12/19



Cassetta n° 3 - profondità da m 10.00 a m 15.00

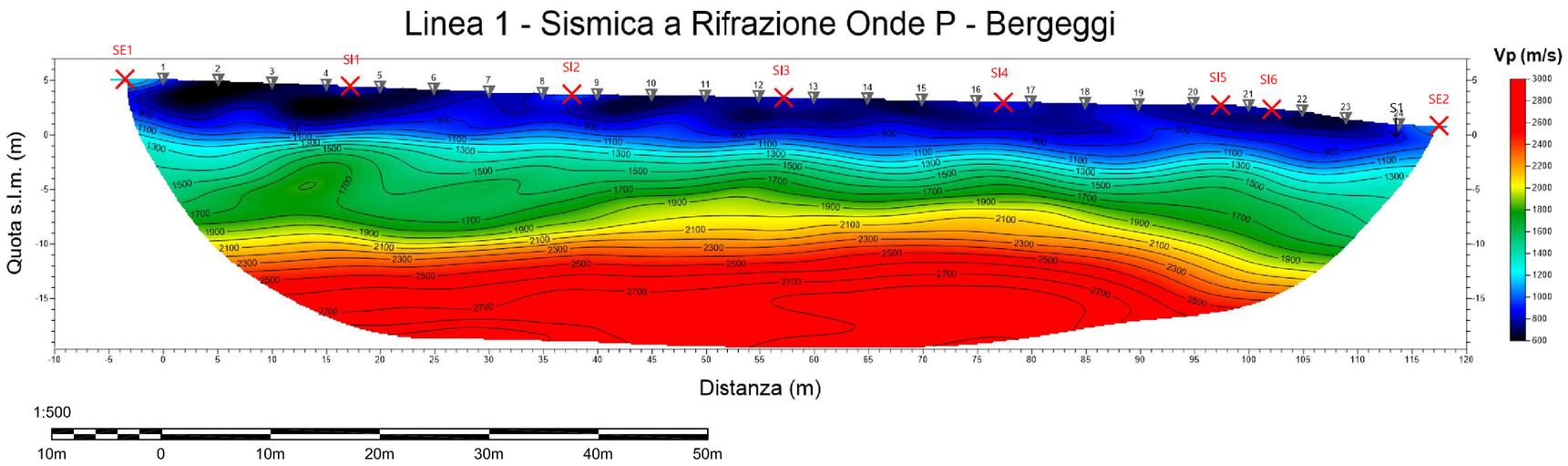


Cassetta n° 4 - profondità da m 15.00 a m 20.00

ALLEGATO B

INDAGINE SISMICA A RIFRAZIONE

Sezione tomografica - Onde P



Legenda	
	N° Geofono
	Energizzazione
S1	Sondaggio

Formato A3 Scala Verticale 1:500 Scala Orizzontale 1:500	Dicembre 2019 Sezione tomografica - Onde P	Comune di Bergeggi Opera finalizzata alla mitigazione del rischio idraulico

ALLEGATO C

INDAGINE SISMICA MASW

Indagine MASW

Dati tecnici di campagna:

- Giorno del rilievo: 29/11/19
- Metodo acquisizione: MASW
- Numero di ricevitori 24
- Distanza tra i geofoni 2 m
- Lunghezza dello stendimento 46 m
- Passo temporale di acquisizione 0.250 msec
- Tempo di registrazione 1 sec
- Numero di ricevitori usati per l'analisi 24

Sede unità secondaria Italia: Via Alessandro Volta, 53 22100 COMO (ITALIA) Partita Iva: 03770540130 Cod. Fiscale: 92107260090
Sede legale: Via Crocicchio Cortogna, 6 CH 6900, Lugano (TI) Svizzera Tel. e Fax +41 (0)91 9712893 www.terrach.ch info@terrach.ch

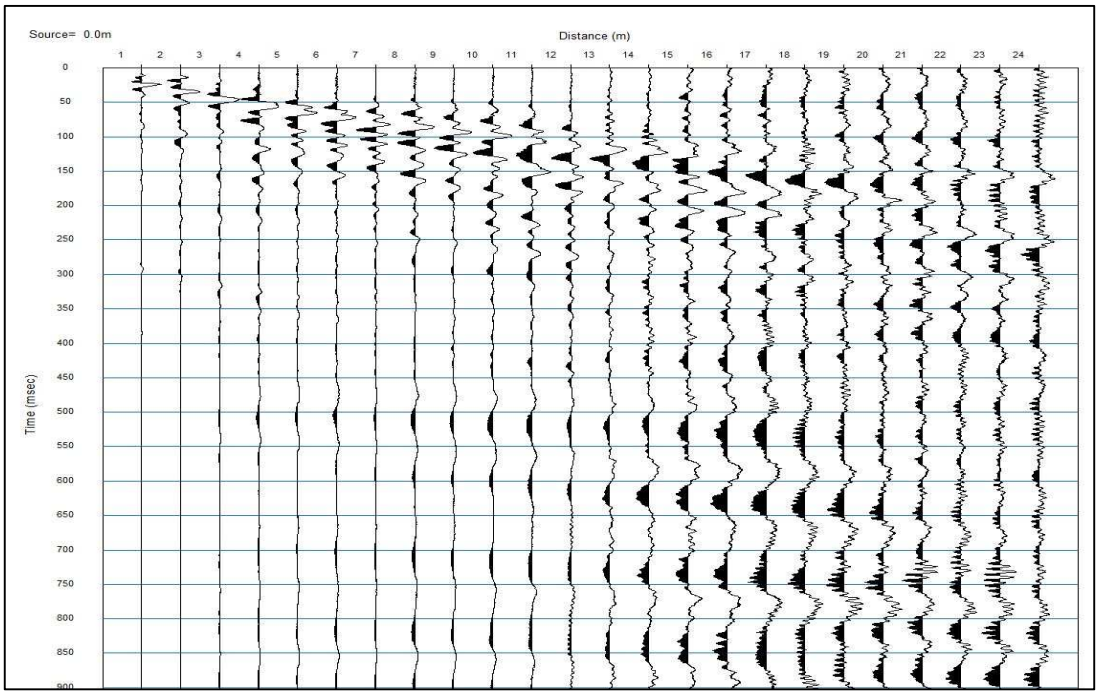


Figura 1: Sismogramma del segnale acquisito

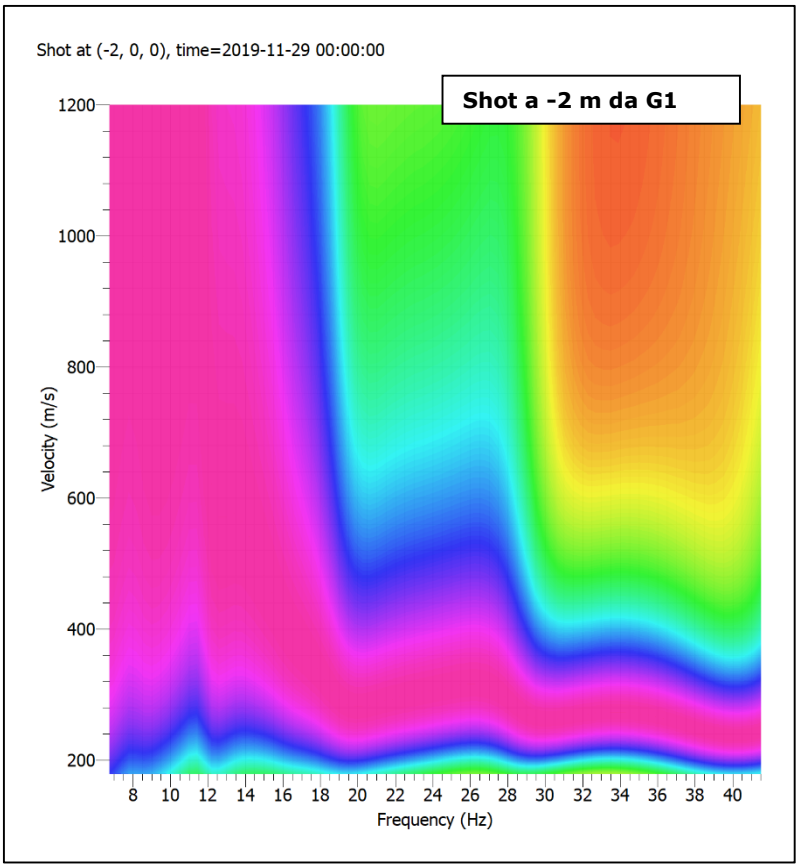


Figura 2: Spettro di velocità della prova MASW

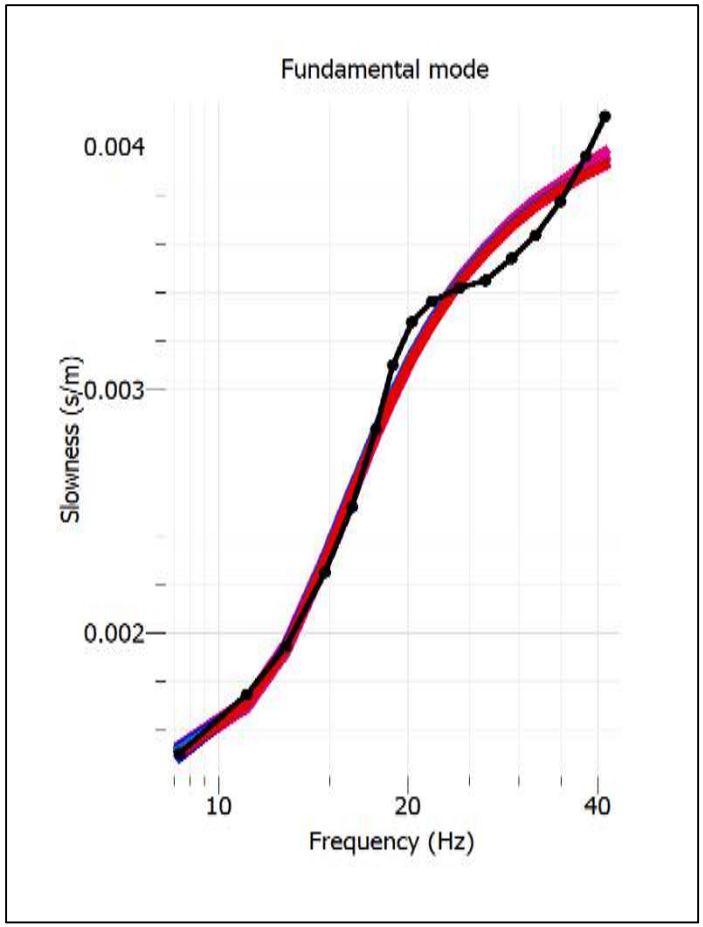


Figura 3: Sovrapposizione della Curva calcolata (rosso) e del Picking effettuato (nero)

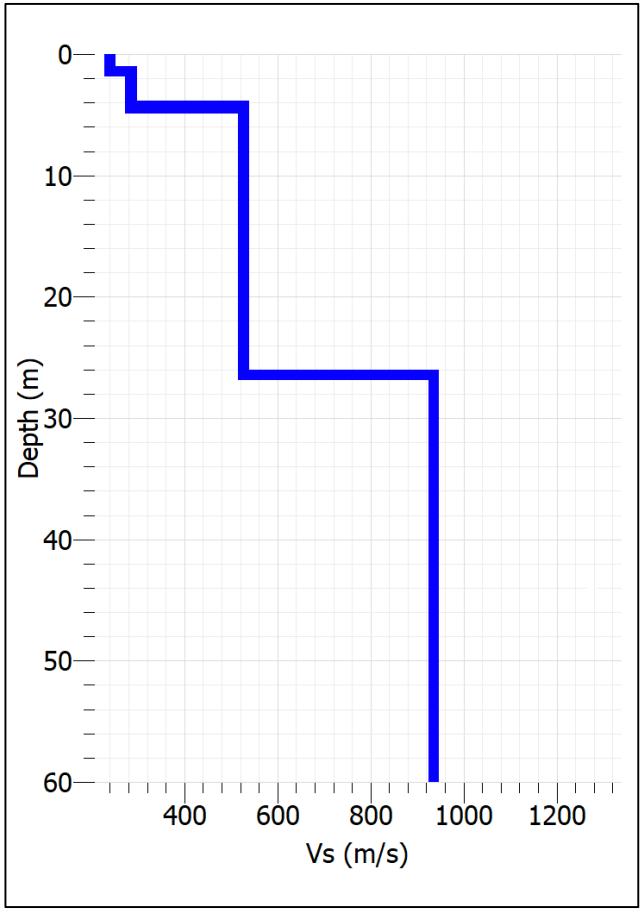


Figura 4: Modello di velocità Onde Vs

ALLEGATO D

COORDINATE GPS INDAGINI

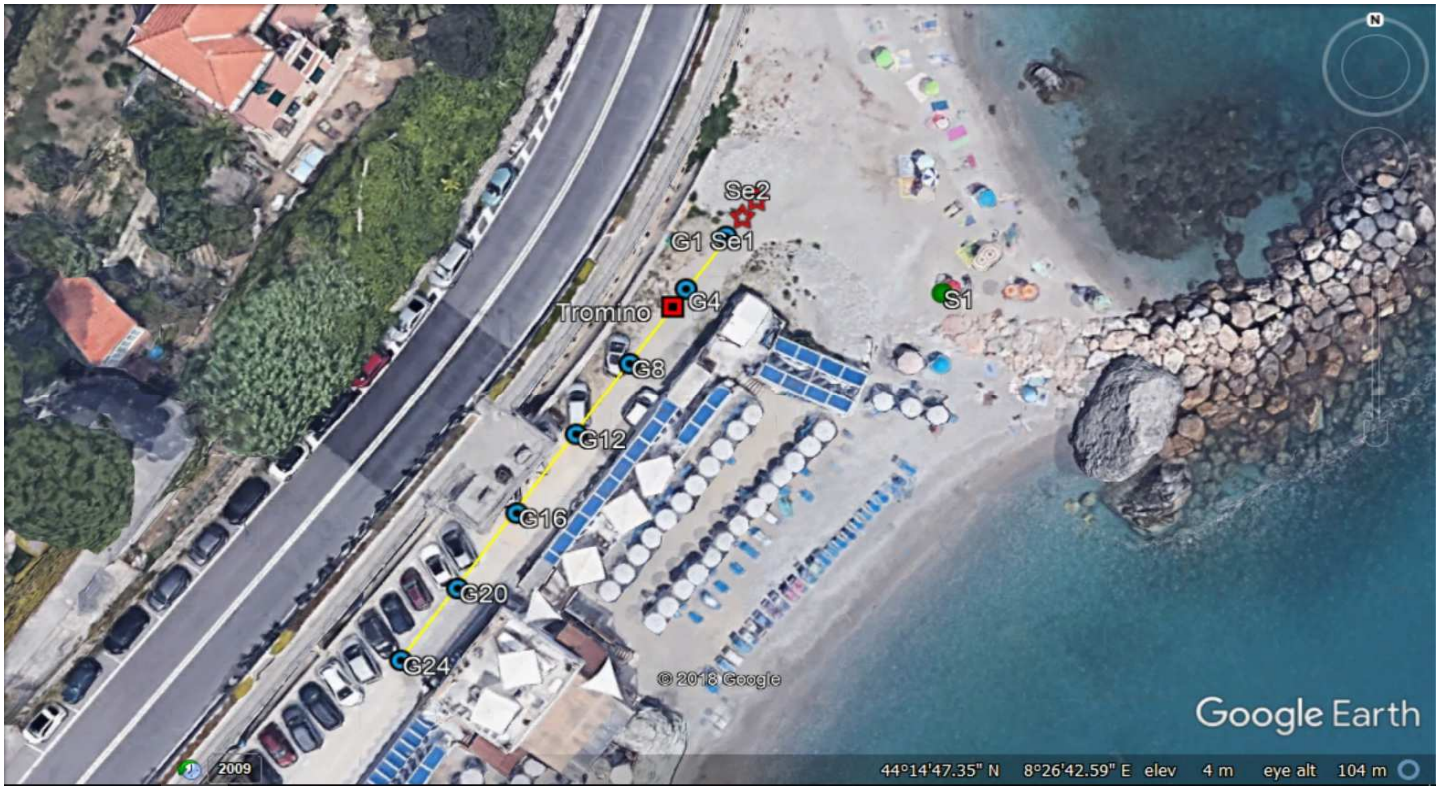
LIBRETTO GPS - INDAGINE MASW

File: Bergeggi.FW1

Nome Gruppo: Bergeggi

Data: 29/11/2019

C	Nome punto	Latitudine	Longitudine	Elev.	Coord. Est	Coord. Nord	Quota
G	1	44°14'47.8030	8°26'42.6345	51.265	4899431.483	1455729.707	1.612
G	2	44°14'47.7498	8°26'42.5834	51.623	4899429.850	1455728.564	1.970
G	3	44°14'47.6967	8°26'42.5368	51.949	4899428.218	1455727.519	2.296
G	4	44°14'47.6450	8°26'42.4821	52.305	4899426.632	1455726.295	2.652
G	5	44°14'47.5934	8°26'42.4300	52.422	4899425.047	1455725.129	2.769
G	6	44°14'47.5416	8°26'42.3757	52.442	4899423.456	1455723.914	2.788
G	7	44°14'47.4892	8°26'42.3294	52.537	4899421.846	1455722.876	2.884
G	8	44°14'47.4368	8°26'42.2719	52.555	4899420.238	1455721.591	2.901
G	9	44°14'47.3856	8°26'42.2199	52.618	4899418.667	1455720.426	2.965
G	10	44°14'47.3333	8°26'42.1664	52.577	4899417.061	1455719.230	2.923
G	11	44°14'47.2765	8°26'42.1157	52.585	4899415.316	1455718.093	2.932
G	12	44°14'47.2394	8°26'42.0736	52.554	4899414.177	1455717.152	2.901
G	13	44°14'47.1774	8°26'42.0101	52.690	4899412.275	1455715.730	3.036
G	14	44°14'47.1240	8°26'41.9571	52.819	4899410.634	1455714.542	3.166
G	15	44°14'47.0717	8°26'41.9029	52.828	4899409.030	1455713.331	3.175
G	16	44°14'47.0206	8°26'41.8490	52.805	4899407.460	1455712.124	3.151
G	17	44°14'46.9690	8°26'41.7924	52.819	4899405.878	1455710.857	3.166
G	18	44°14'46.9171	8°26'41.7400	52.912	4899404.282	1455709.685	3.258
G	19	44°14'46.8640	8°26'41.6878	52.875	4899402.653	1455708.515	3.221
G	20	44°14'46.8128	8°26'41.6343	52.920	4899401.082	1455707.318	3.266
G	21	44°14'46.7608	8°26'41.5798	52.988	4899399.484	1455706.100	3.334
G	22	44°14'46.7084	8°26'41.5260	52.964	4899397.875	1455704.896	3.310
G	23	44°14'46.6590	8°26'41.4711	53.064	4899396.362	1455703.668	3.410
G	24	44°14'46.6078	8°26'41.4174	53.107	4899394.790	1455702.465	3.452
Se	1 (-2)	44°14'47.8500	8°26'42.6900	51.245	4899432.925	1455730.949	1.992
Se	2 (-4)	44°14'47.9000	8°26'42.7400	51.220	4899434.460	1455732.068	1.967
P	Tromino	44°14'47.6034	8°26'42.4272	52.092	4899425.355	1455725.069	2.839
Sond	S1	44°14'47.6250	8°26'43.4283	51.027	4899425.874	1455747.276	1.975


Se2
G1 Se1
Tromino
G4
S1
G8
G12
G16
G20
G24
© 2018 Google
Google Earth
2009
44°14'47.35" N 8°26'42.59" E elev 4 m eye alt 104 m

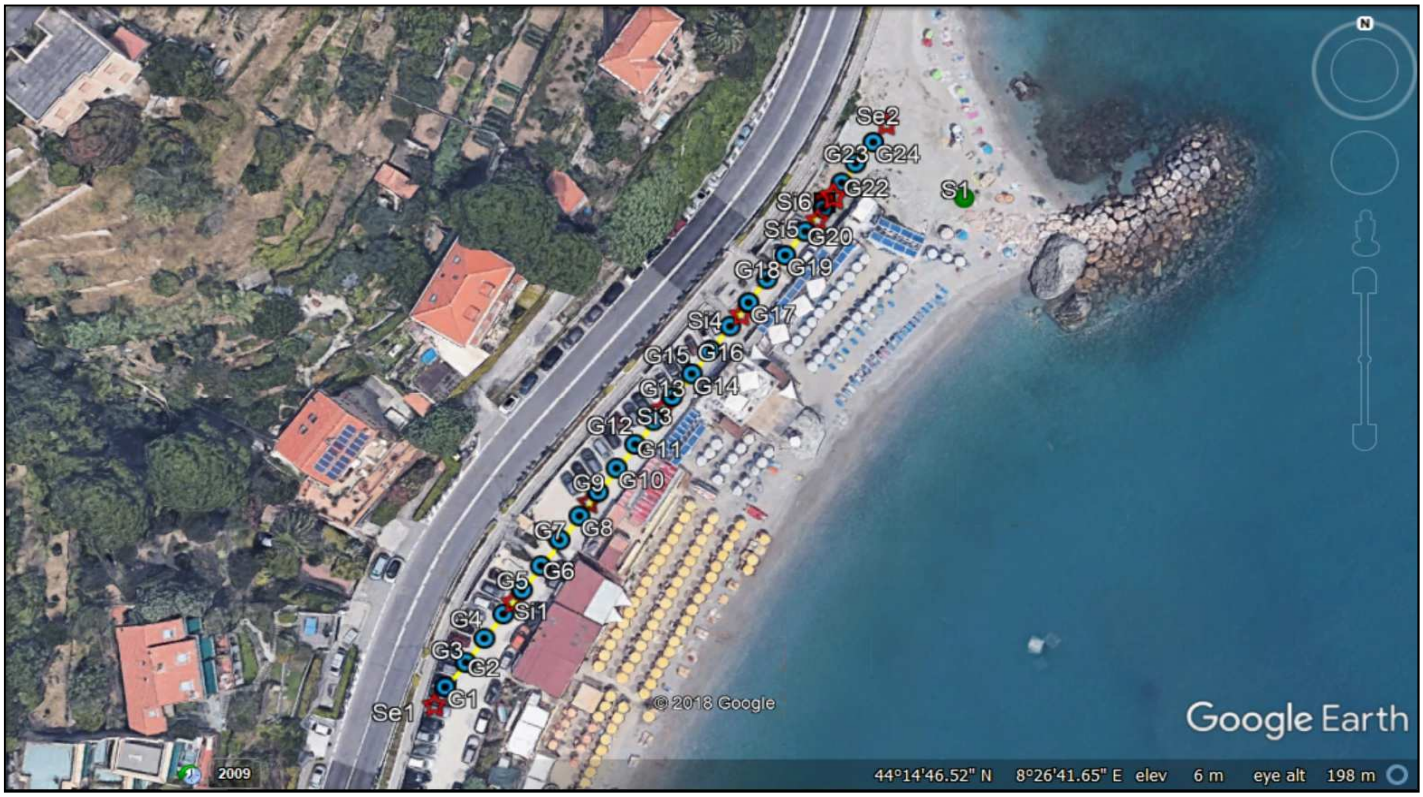
LIBRETTO GPS - SISMICA A RIFRAZIONE

File: Bergeggi.FW1

Nome Gruppo: Bergeggi

Data: 29/11/2019

C	Nome punto	Latitudine	Longitudine	Elev.	Coord. Est	Coord. Nord	Quota
G	1	44°14'44.9594	8°26'39.7708	54.391	4899344.176	1455665.604	5.134
G	2	44°14'45.0901	8°26'39.9050	54.264	4899348.187	1455668.607	5.008
G	3	44°14'45.2211	8°26'40.0361	54.038	4899352.209	1455671.541	4.782
G	4	44°14'45.3514	8°26'40.1683	53.840	4899356.210	1455674.500	4.584
G	5	44°14'45.4831	8°26'40.2996	53.681	4899360.254	1455677.441	4.426
G	6	44°14'45.6133	8°26'40.4318	53.445	4899364.252	1455680.400	4.190
G	7	44°14'45.7450	8°26'40.5645	53.236	4899368.297	1455683.370	3.980
G	8	44°14'45.8759	8°26'40.6952	53.107	4899372.316	1455686.296	3.852
G	9	44°14'46.0063	8°26'40.8278	52.993	4899376.320	1455689.264	3.738
G	10	44°14'46.1378	8°26'40.9598	52.916	4899380.356	1455692.218	3.661
G	11	44°14'46.2688	8°26'41.0897	52.837	4899384.377	1455695.128	3.582
G	12	44°14'46.3996	8°26'41.2218	52.763	4899388.394	1455698.085	3.508
G	13	44°14'46.5323	8°26'41.3539	52.640	4899392.468	1455701.043	3.386
G	14	44°14'46.6624	8°26'41.4874	52.570	4899396.464	1455704.029	3.316
G	15	44°14'46.7912	8°26'41.6213	52.488	4899400.418	1455707.027	3.234
G	16	44°14'46.9226	8°26'41.7553	52.356	4899404.451	1455710.025	3.103
G	17	44°14'47.0522	8°26'41.8898	52.291	4899408.429	1455713.037	3.038
G	18	44°14'47.1842	8°26'42.0199	52.147	4899412.483	1455715.948	2.894
G	19	44°14'47.3137	8°26'42.1532	52.050	4899416.459	1455718.931	2.796
G	20	44°14'47.4437	8°26'42.2889	52.134	4899420.449	1455721.969	2.881
G	21	44°14'47.5741	8°26'42.4235	51.937	4899424.453	1455724.981	2.684
G	22	44°14'47.7074	8°26'42.5480	51.464	4899428.546	1455727.770	2.211
G	23	44°14'47.8153	8°26'42.6478	50.765	4899431.862	1455730.006	1.513
G	24	44°14'47.9412	8°26'42.7806	50.188	4899435.725	1455732.978	0.935
Se	1 (0-1)	44°14'44.8601	8°26'39.6902	54.406	4899341.124	1455663.795	5.150
Si	1 (4-5)	44°14'45.4100	8°26'40.2306	53.762	4899358.010	1455675.895	4.506
Si	2 (8-9)	44°14'45.9503	8°26'40.7607	53.051	4899374.601	1455687.764	3.795
Si	3 (12-13)	44°14'46.4606	8°26'41.2808	52.693	4899390.268	1455699.406	3.437
Si	4 (16-17)	44°14'46.9820	8°26'41.8305	52.307	4899406.273	1455711.706	3.051
Si	5 (20-21)	44°14'47.5000	8°26'42.3714	52.053	4899422.174	1455723.810	2.797
Si	6 (21-22)	44°14'47.6300	8°26'42.4800	51.654	4899426.169	1455726.246	2.398
Se	2 (24-25)	44°14'48.0404	8°26'42.8709	50.155	4899438.773	1455735.001	0.899
P	Tromino	44°14'47.6034	8°26'42.4272	52.092	4899425.355	1455725.069	2.839
Sond	S1	44°14'47.6250	8°26'43.4283	51.027	4899425.874	1455747.276	1.975


Se2
G23
G24
G22
S1
S6
S5
G20
G18
G19
S4
G17
G15
G16
G13
G14
S3
G12
G11
G9
G10
G7
G8
G6
G5
S1
G4
G3
G2
G1
Se1
© 2018 Google
Google Earth
2009
44°14'46.52" N 8°26'41.65" E elev 6 m eye alt 198 m

ALLEGATO 3

PROVE GEOTECNICHE SPT E
PARAMETRI GEOTECNICI

Software freeware
distribuito da geologi.it

	SPT1	SPT2	SPT3	SPT4	SPT5	SPT6	SPT7	SPT8	SPT9	SPT10
quota dal p.c. (m)	5,00	6,60	8,00	8,80	10,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
falda	Si	Si	Si	Si	Si	No	No	No	No	No
Nspt	3	13	37	26	70					

ANGOLO DI RESISTENZA ALTAGLIO (°)

R.B.S.	23,0	31,5	37,5	34,7	42,9					
J.N.R.	28,3	32,4	37,1	34,8	42,6					
De Mello	23,6	29,2	31,8	31,0	33,5					
Owasaki & Iwasaki	24,3	34,0	41,0	37,8	47,2					
Sowers	29,2	33,1	37,5	35,3	42,5					
Peck Hanson & Thormburn	28,4	32,3	36,7	34,5	41,7					
Meyerhof	26,0	32,0	36,1	34,5	37,1					
Hatanaka & Uchida	28,1	36,7	42,8	40,0	48,3					
Wolff	28,4	32,3	36,6	34,5	41,2					
Schmertmann (DR)	37,5	38,0	41,2	41,2	41,6					

Software freeware
distribuito da geologi.it

	SPT1	SPT2	SPT3	SPT4	SPT5	SPT6	SPT7	SPT8	SPT9	SPT10
quota dal p.c. (m)	5,00	6,60	8,00	8,80	10,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
falda	Si	Si	Si	Si	Si	No	No	No	No	No
Nspt	3	13	37	26	70					

DENSITA' RELATIVA (%)

Gibbs & Holtz	33	65	81	74	92					
Meyerhof	37	73	97	86	117					
Schultze & Menzebach	38	73	95	85	114					
Bazaraa	25	48	62	56	78					
Skempton	28	56	74	66	90					
Marcuson & Bieganousky										
Cubrinowski & Ishihara										

MODULO ELASTICO [Young] (MPa)

D'Appolonia *et al*	21,4	30,4	42,3	38,4	57,3					
Tornaghi *et al*	13,1	27,6	39,1	35,7	50,0					
Jambu	13,2	16,5	32,5	34,0	39,9					
Schmertmann	6,9	30,4	61,2	51,0	100,0					
Schultz & Menzebach	9,3	15,5	23,6	20,9	33,8					
Webb	8,8	14,6	22,0	19,6	31,5					
Jamiolkowski *et al* [E25]	3,3	14,1	27,8	23,2	44,6					

Software freeware
distribuito da geologi.it

	SPT1	SPT2	SPT3	SPT4	SPT5	SPT6	SPT7	SPT8	SPT9	SPT10
quota dal p.c. (m)	5,00	6,60	8,00	8,80	10,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
falda	Si	Si	Si	Si	Si	No	No	No	No	No
Nspt	3	13	37	26	70					

MODULO DI TAGLIO (MPa)

Ohsaki & Iwasaki	30,1	93,1	158,3	137,8	229,9					
Ohta & Goto	30,9	58,4	134,3	131,0	173,6					
Yoshida e Motonori	42,6	96,7	155,1	145,4	211,1					

MODULO EDOMETRICO (MPa)

Farrent	2,4	10,8	21,7	18,1	35,5					
Menzebach & Malcev	7,3	21,7	39,9	33,9	62,9					

VELOCITA' ONDE S (m/sec)

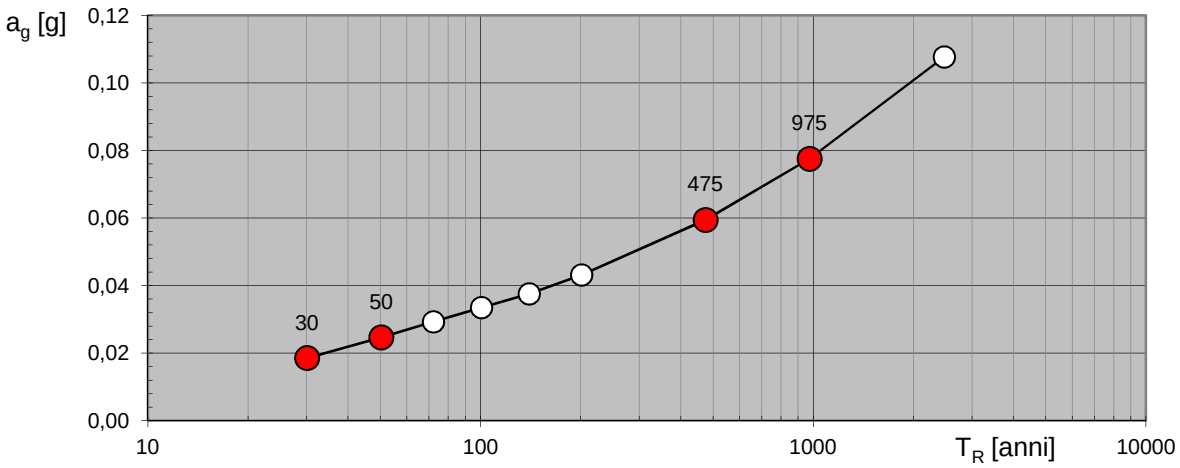
Ohta & Goto	131	180	266	263	302					
Yoshida e Motonori	154	232	286	277	333					

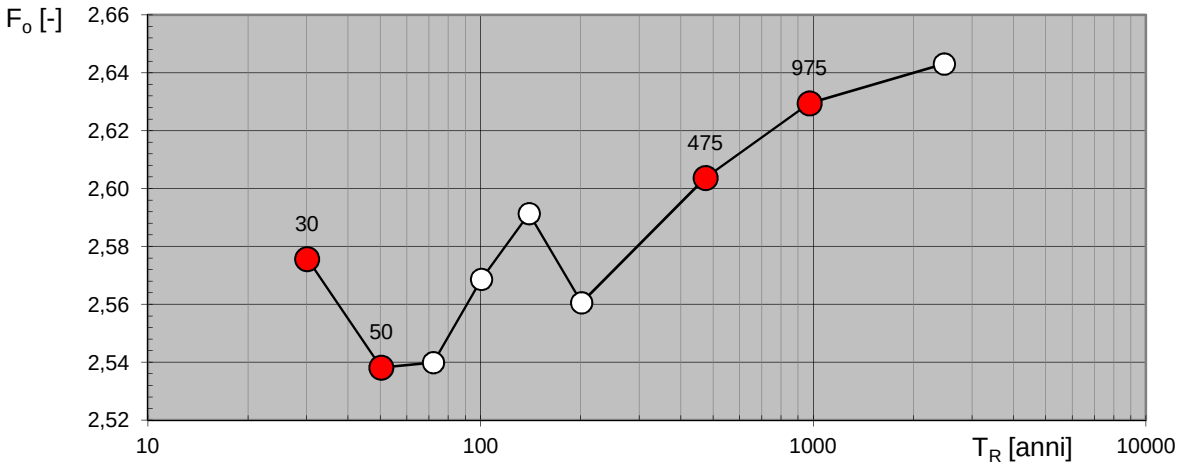
ALLEGATO 4

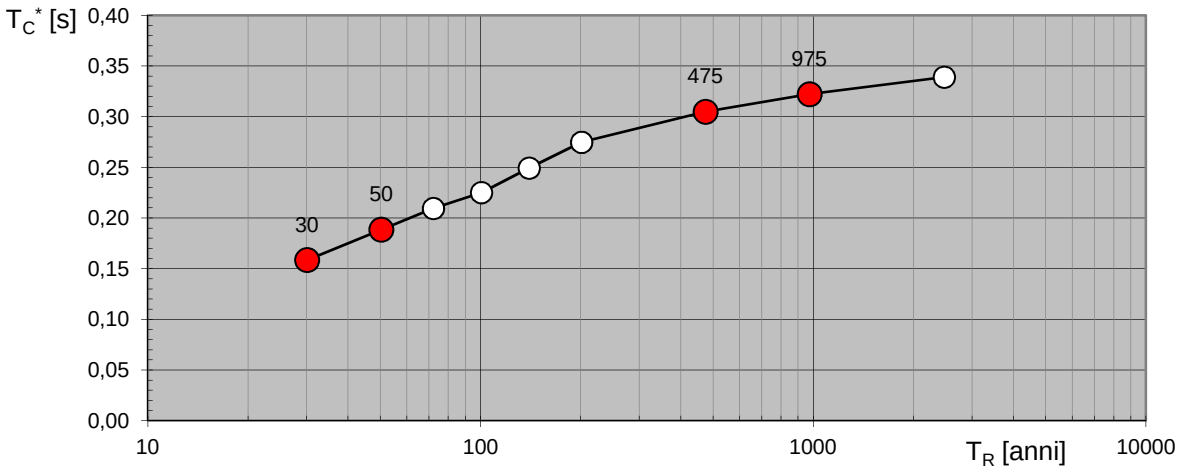
SPETTRI DI RISPOSTA SISMICA

(Elaborazioni con software "Spettri NTC ver.1.0.3"
del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici)

Valori di progetto dei parametri a_g, F_o, T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R

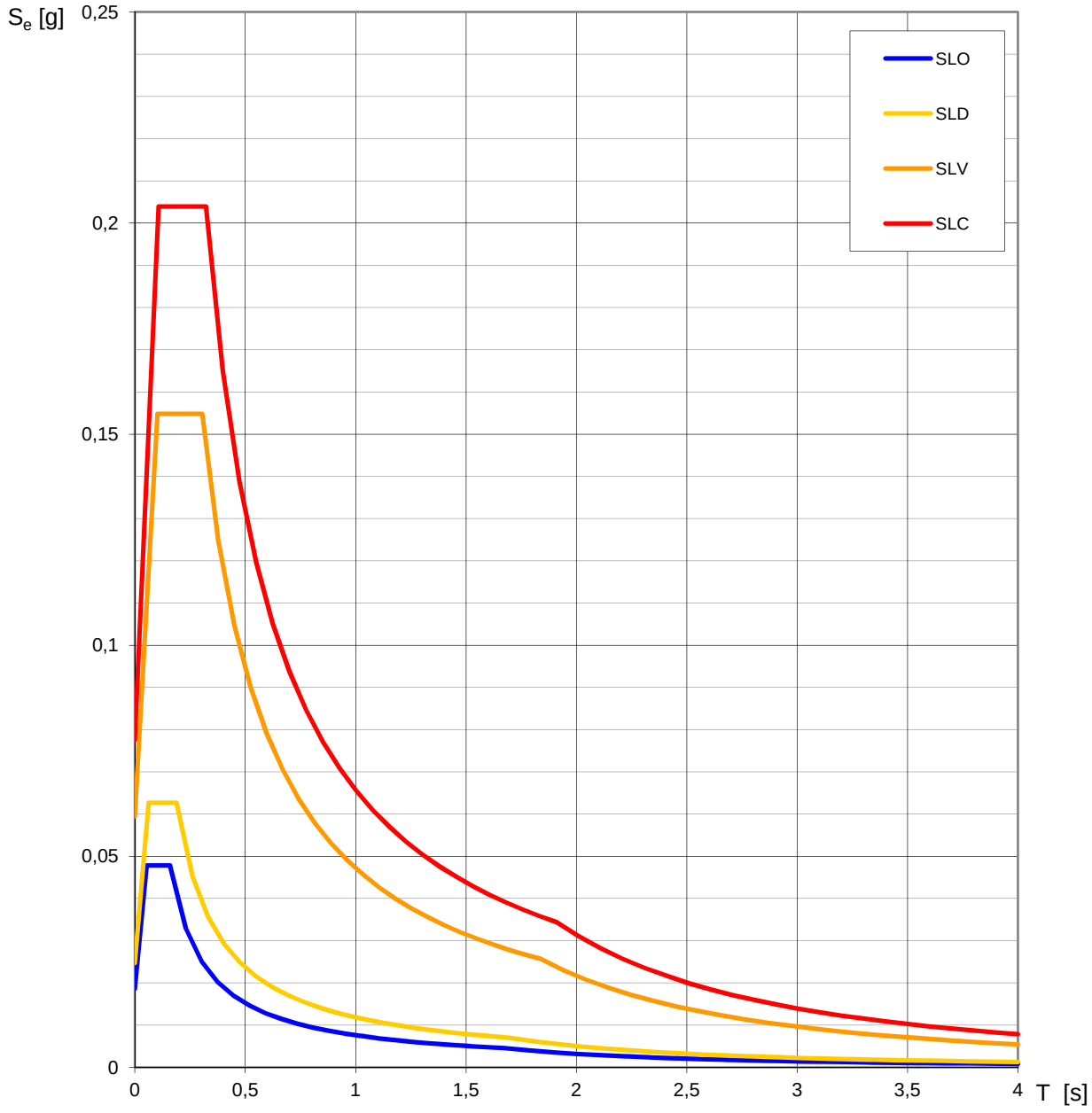






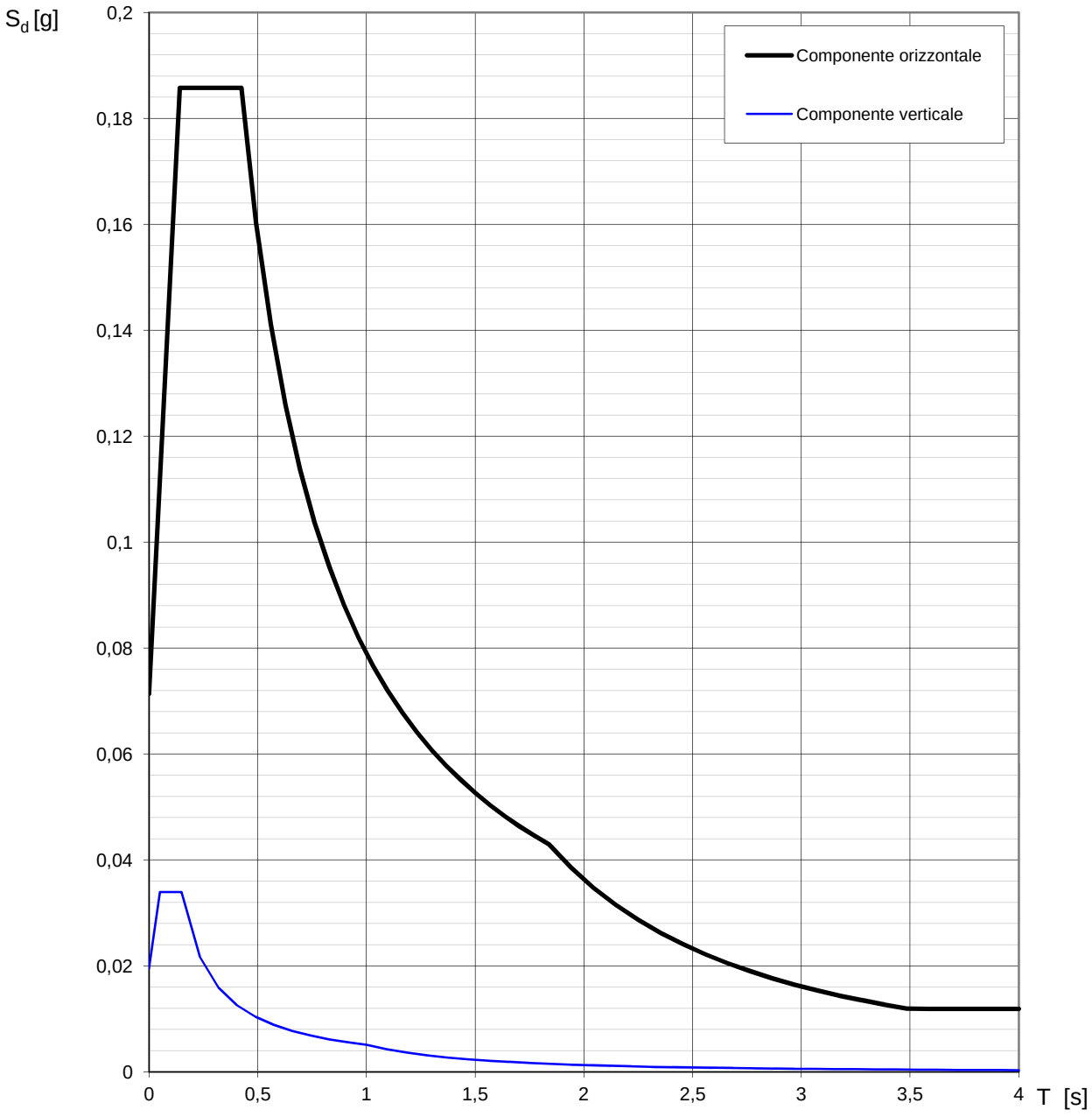
La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,059 g
F_o	2,604
T_C^*	0,305 s
S_S	1,200
C_C	1,395
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,142 s
T_C	0,425 s
T_D	1,838 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \ \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$0 \leq T < T_B$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$

$T_B \leq T < T_C$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$

$T_C \leq T < T_D$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$

$T_D \leq T$ $\quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con 1/q, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,071
T_B ←	0,142	0,186
T_C ←	0,425	0,186
	0,493	0,160
	0,560	0,141
	0,627	0,126
	0,694	0,114
	0,762	0,104
	0,829	0,095
	0,896	0,088
	0,963	0,082
	1,031	0,077
	1,098	0,072
	1,165	0,068
	1,232	0,064
	1,300	0,061
	1,367	0,058
	1,434	0,055
	1,501	0,053
	1,569	0,050
	1,636	0,048
	1,703	0,046
	1,771	0,045
T_D ←	1,838	0,043
	1,941	0,039
	2,044	0,035
	2,147	0,032
	2,250	0,029
	2,353	0,026
	2,456	0,024
	2,559	0,022
	2,661	0,020
	2,764	0,019
	2,867	0,018
	2,970	0,016
	3,073	0,015
	3,176	0,014
	3,279	0,014
	3,382	0,013
	3,485	0,012
	3,588	0,012
	3,691	0,012
	3,794	0,012
	3,897	0,012
	4,000	0,012

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0,020 g
S_S	1,000
S_T	1,000
q	1,500
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	0,857
S	1,000
η	0,667

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T$$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$$\eta = 1/q$$ (NTC-08 §. 3.2.3.5)

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5}$$ (NTC-08 Eq. 3.2.11)

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \le T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$$T_B \le T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \le T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \le T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$$

Punti dello spettro di risposta

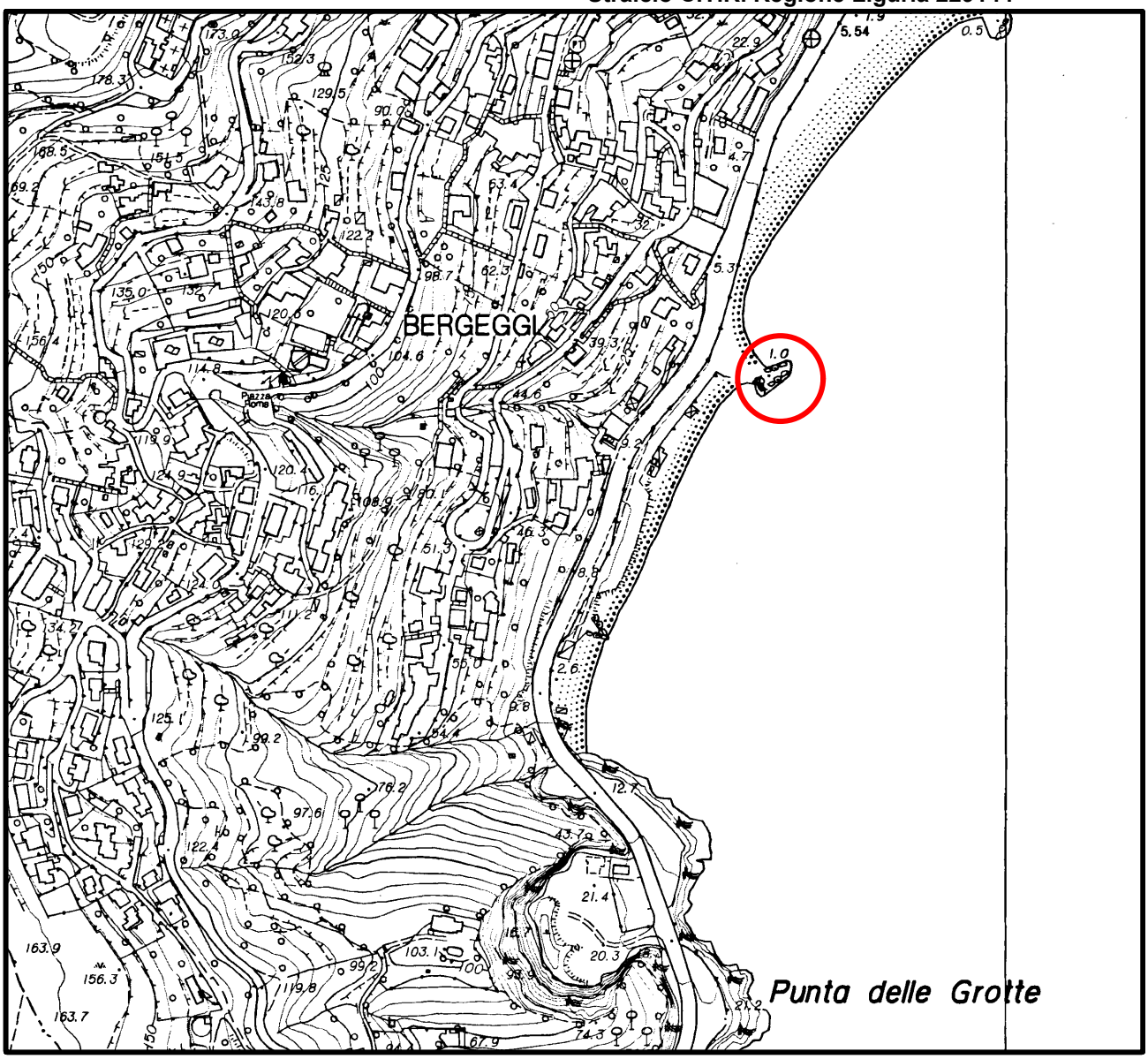
	T [s]	Se [g]
	0,000	0,020
T_B ←	0,050	0,034
T_C ←	0,150	0,034
	0,235	0,022
	0,320	0,016
	0,405	0,013
	0,490	0,010
	0,575	0,009
	0,660	0,008
	0,745	0,007
	0,830	0,006
	0,915	0,006
T_D ←	1,000	0,005
	1,094	0,004
	1,188	0,004
	1,281	0,003
	1,375	0,003
	1,469	0,002
	1,563	0,002
	1,656	0,002
	1,750	0,002
	1,844	0,001
	1,938	0,001
	2,031	0,001
	2,125	0,001
	2,219	0,001
	2,313	0,001
	2,406	0,001
	2,500	0,001
	2,594	0,001
	2,688	0,001
	2,781	0,001
	2,875	0,001
	2,969	0,001
	3,063	0,001
	3,156	0,001
	3,250	0,000
	3,344	0,000
	3,438	0,000
	3,531	0,000
	3,625	0,000
	3,719	0,000
	3,813	0,000
	3,906	0,000
	4,000	0,000

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

TAV.1A - COROGRAFIA - Scala 1:5.000

Oggetto: realizzazione pennello
Località: Comune di Bergeggi (Sv)
Committente: Comune di Bergeggi

Stralcio C.T.R. Regione Liguria 229144



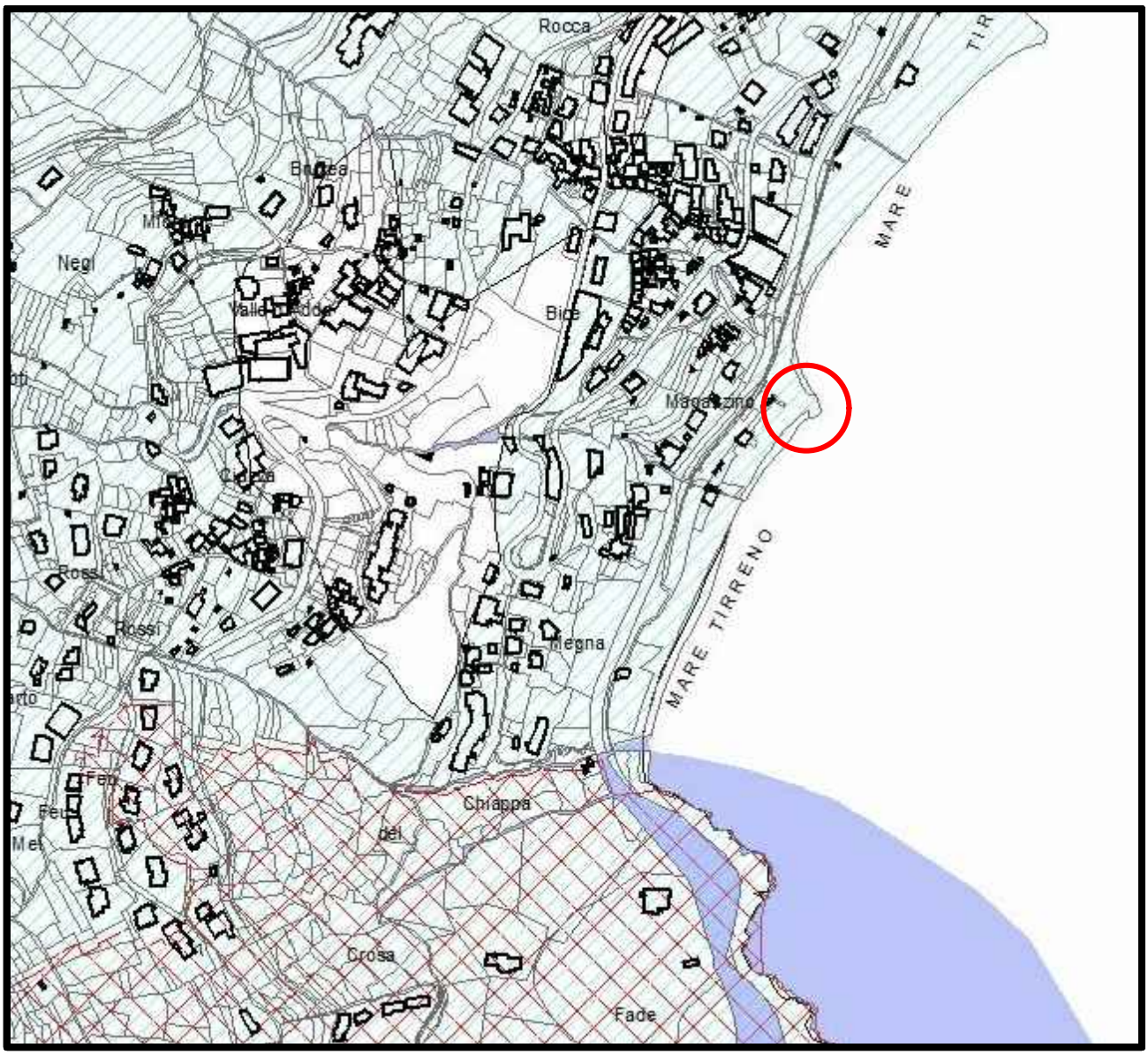
Ubicazione sito d'intervento

TAV.1B - CARTA VINCOLO IDROGEOLOGICO

Scala 1:5.000

Oggetto: realizzazione pennello
Località: Comune di Bergeggi (Sv)
Committente: Comune di Bergeggi

Stralcio P.U.C. Comune di Bergeggi



Ubicazione sito d'intervento

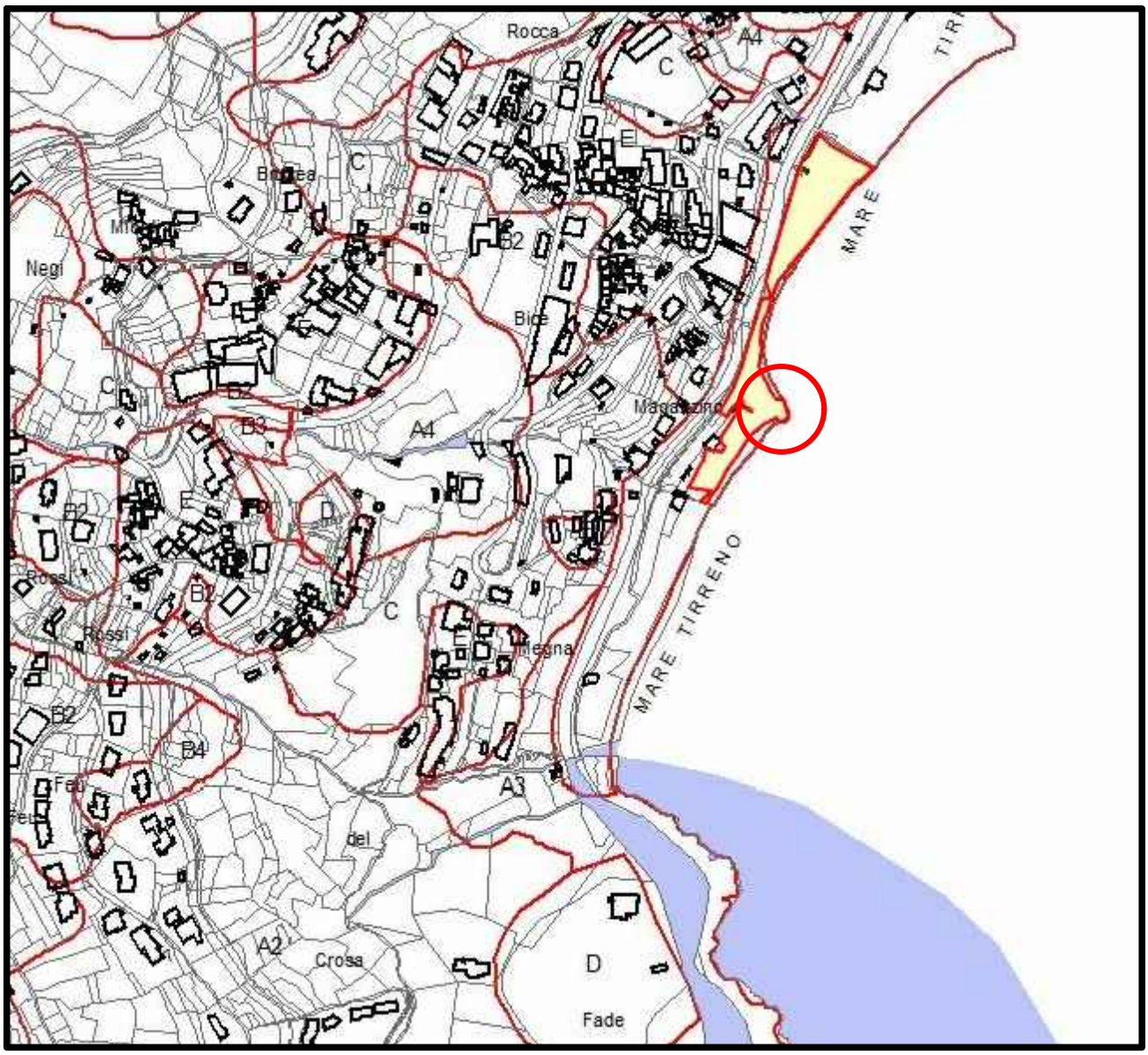
N



TAV.1C - CARTA SUSCETTIVITA' D'USO GEOTECNICA DEL TERRITORIO - Scala 1:5.000

Oggetto: realizzazione pennello
Località: Comune di Bergeggi (Sv)
Committente: Comune di Bergeggi

Stralcio P.U.C. Comune di Bergeggi



Ubicazione sito d'intervento

N



TAV.2 STRALCI DA PIANO DI BACINO

Bacino: CROVETTO

Oggetto: realizzazione pennello
Località: Comune di Bergeggi (Sv)
Committente: Comune di Bergeggi



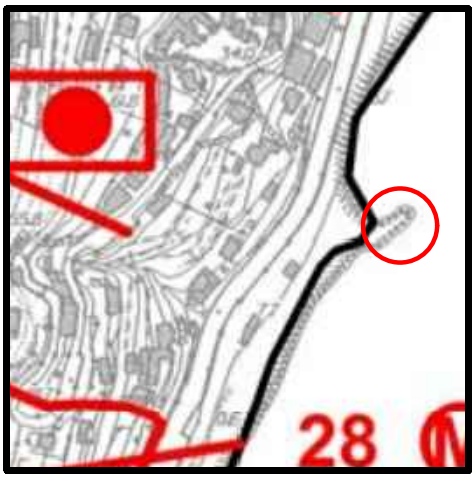
L'intervento ricade in Pg0 area a suscettibilità molto bassa.

Carta della scuscettività al dissesto dei versanti

(stralcio alla Scala 1:5.000 - Aggiornamento 2019)

LEGENDA

- **Pg4 - (Aree a suscettività MOLTO ALTA - aree in frana attiva)**
- **Pg3a - (Aree a suscettività ALTA - frane quiescenti)**
- **Pg3b - (Aree a suscettività ALTA - aree non di frana quiescente)**
- **Pg2 - (Aree a suscettività MEDIA)**
- **Pg1 - (Aree a suscettività BASSA)**
- **Pg0 - (Aree a suscettività MOLTO BASSA)**
- **A - (Aree speciali di tipo A - Cave attive, Miniere attive)**
- **A - (Aree speciali di tipo A - Discariche in esercizio)**
- **B1 - (Aree speciali di tipo B1 - Cave inattive, Miniere abbandonate)**
- **B2 - (Aree speciali di tipo B2 - Discariche dismesse e Riporti antropici)**



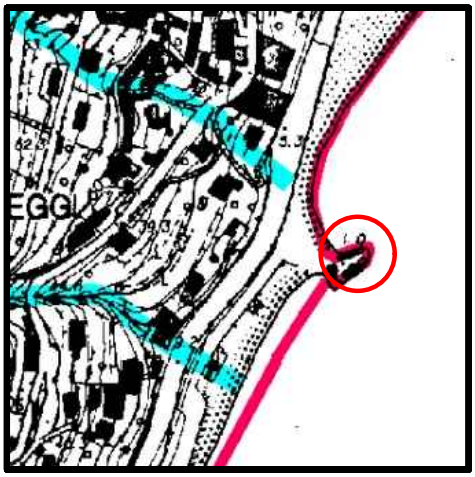
Il sito **non ricade** in **zona d'intervento**

Carta degli Interventi

(stralcio alla Scala 1:5.000 - Aggiornamento 2019)

LEGENDA

Ubicazione sito intervento



Il sito **non ricade** in zona di tutela di rio pubblico o demaniale.

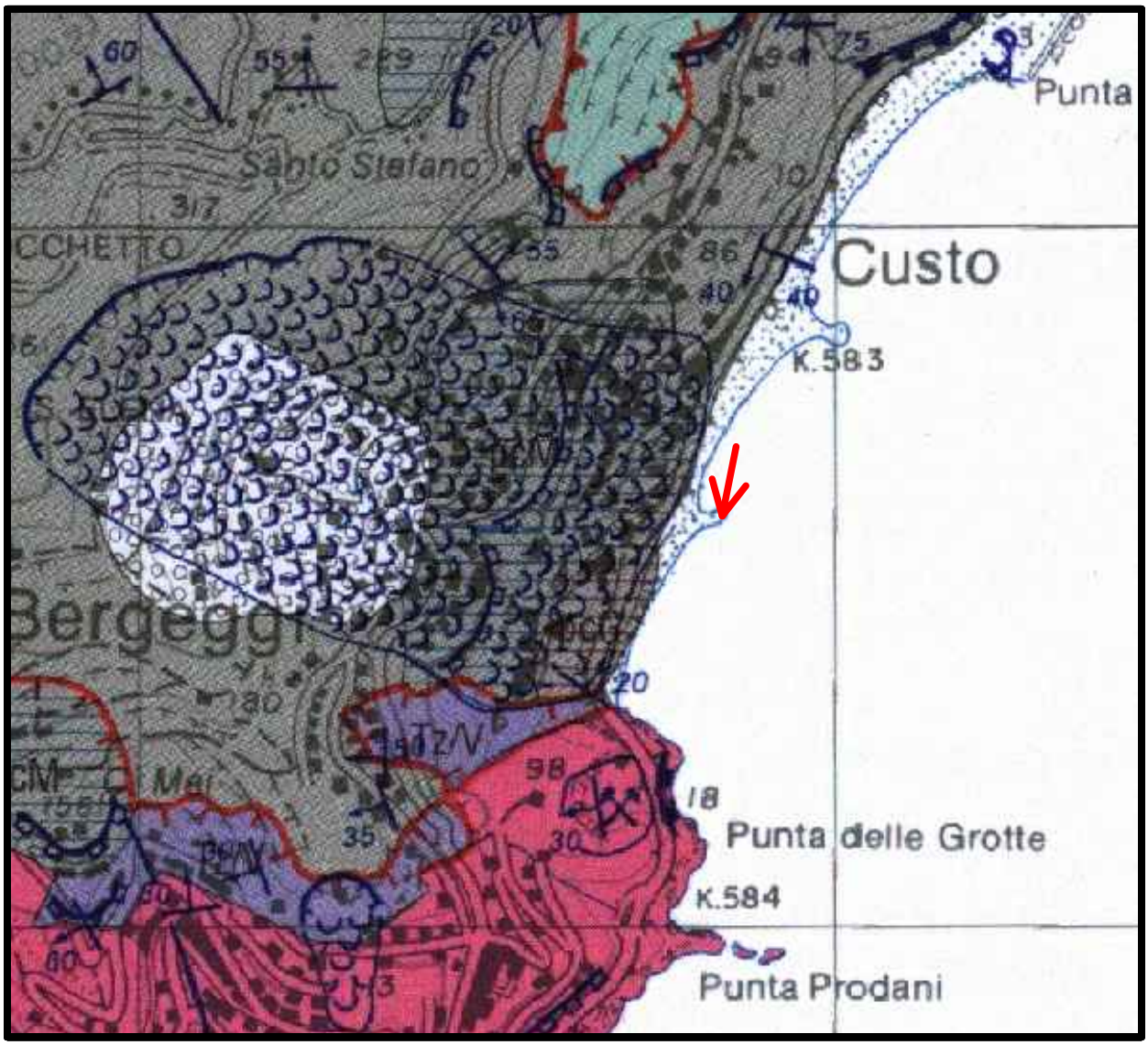
TAV. 13 - Carta del Reticolo Idrografico Principale

(stralcio alla Scala 1:5.000 - Aggiornamento 2012)

LEGENDA

Corso d'acqua iscritto all'elenco delle acque pubbliche

Corso d'acqua demaniale



Stralcio da "Carta geologica con elementi di geomorfologia" Regione Liguria (1997)

TAV.3 - CARTA GEOLOGICA - Scala 1:10.000

Oggetto: realizzazione pennello
Località: Comune di Bergeggi (Sv)
Committente: Comune di Bergeggi

Ubicazione sito d'intervento

N

al — ALLUVIONI: depositi fluviali attuali e recenti; depositi di spiaggia.
Olocene

P — paleofrana s.l. (nicchia di distacco e accumulo)

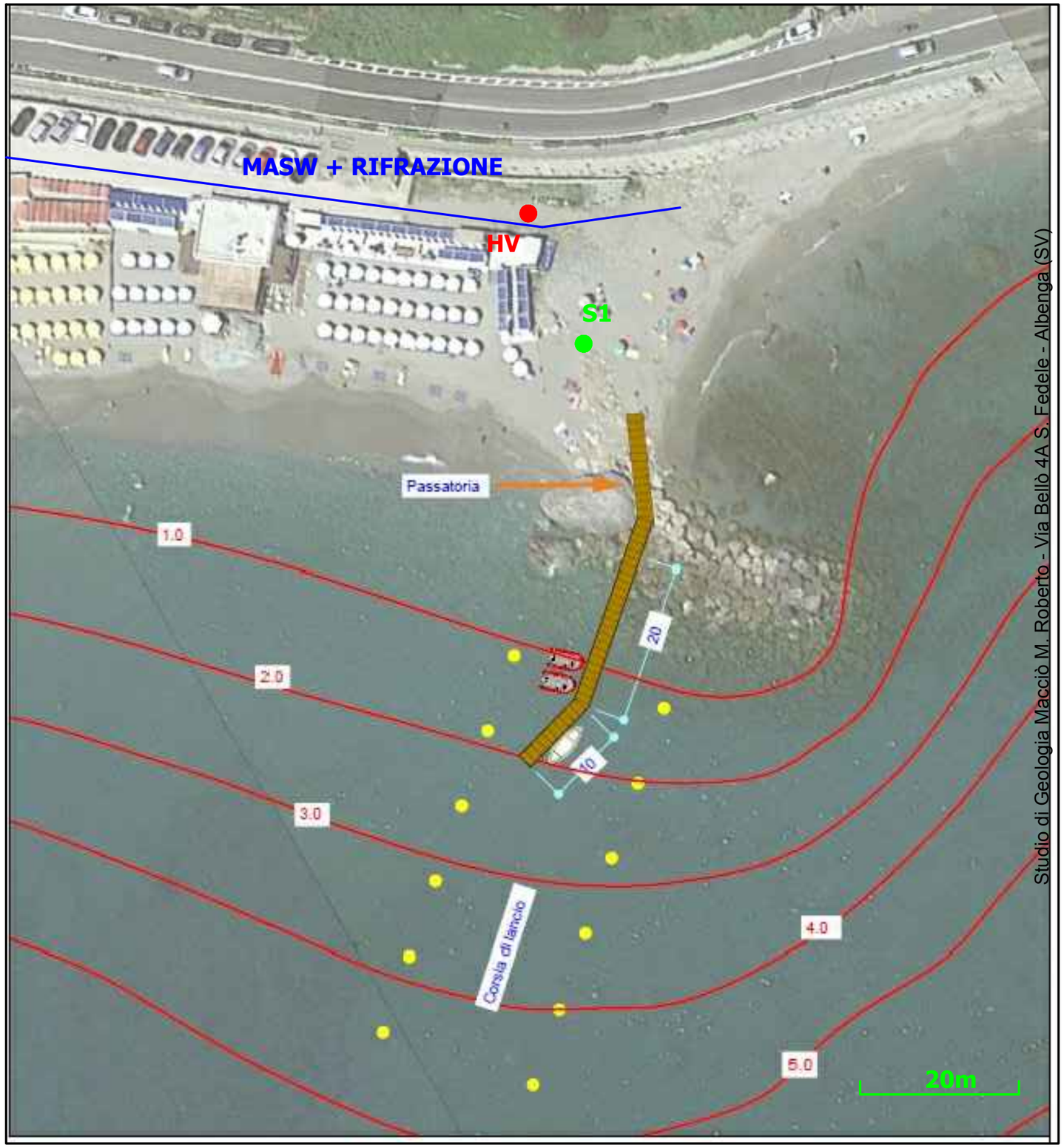
po — METASEDIMENTI PERMIANI: metasedimenti riferibili alle formazioni precedenti non cartografabili separatamente.
Permiano inferiore - Carbonifero superiore

tz/V — QUARZITI DI PONTE DI NAVA - VERRUCANO BRIANZONESE: quarziti biancastre scistose (Quarziti di Ponte di Nava).
Metaareniti prevalentemente quarzose talora verdi e violacee, livelli conglomeratici con clasti rioliti-ici arrossati, metaconglomerati sommitali a ciottoli di quarzo (Verrucano Brianzonese).
Scitico - Permiano superiore

Studio di Geologia Macciò M. Roberto - Via Bellò 4A S. Fedele - Albenga (SV)

TAV.4 - PLANIMETRIA PROVE GEOGNOSTICHE

Oggetto: realizzazione pennello
Località: Comune di Bergeggi (Sv)
Committente: Comune di Bergeggi



MASW + RIFRAZIONE — Ubicazione prova sismica MASW e Rifrazione

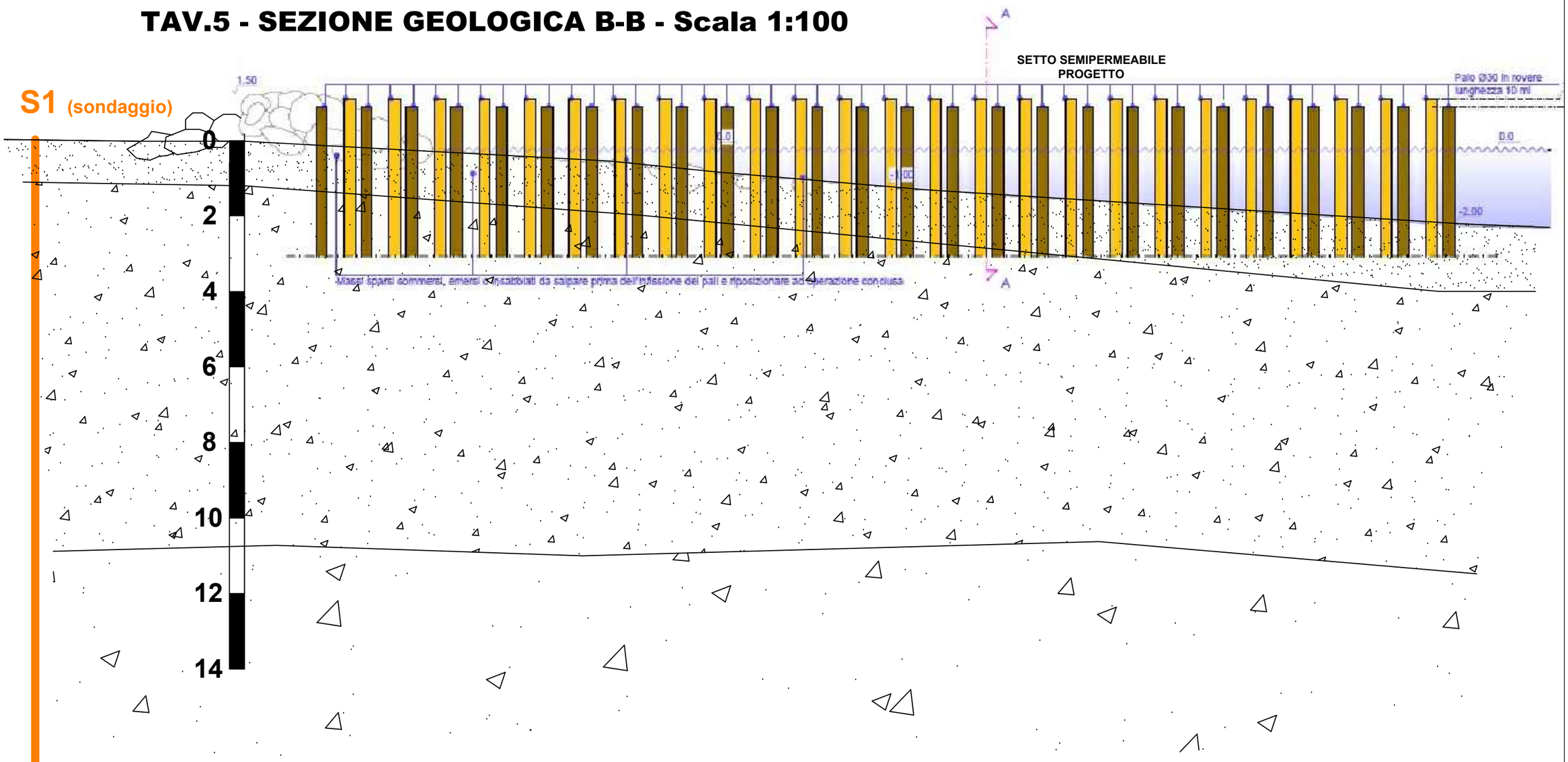
HV — Ubicazione prova sismica HVSR

S1 — Ubicazione sondaggio a carotaggio continuo

SEZIONE B-B PROFILO LONGITUDINALE DI PROGETTO

Scala 1:100

TAV.5 - SEZIONE GEOLOGICA B-B - Scala 1:100



Deposito di spiaggia con ciottoli arrotondati e ghiaie arrotondate

Alternanza di ghiaie e sabbie con matrice fine limosa con aumento compattezza in profondità e trovanti rocciosi di metasedimento (deposito di paleofrana)

Terreno in matrice fine limosa con blocchi e trovanti rocciosi di metasedimento (deposito di paleofrana)