Comune di PIGNA - Provincia di IMPERIA

COMMITTENTE:
OTTO PIGNA s.r.l.
Regione Lago Pigo snc - 18037 Pigna (IM) - P. IVA 01715440089

Istanza S.U.A.P. ai sensi dell'art.10 della L.R. 10/2012 e ss.mm.ii. per il rilascio di permesso di costruire relativo ad intervento di ristrutturazione edilizia ed ampliamento del complesso termale ed alberghiero sito in Pigna, regione Lago Pigo snc, in applicazione dell'art.12 della medesima L.R. 10/2012 e ss.mm.ii.

OGGETTO

RELAZIONE GEOLOGICA

DATA:
luglio 2022

ARCHITECTURAL DESIGNER
da un'idea originale di
arch. Alex Kravetz
www.alexkravetzdesign.com
ALEX KRAVETZ DESIGN

PROGETTO ARCHITETTONICO
arch.Davide Gibelli
Via Col. Aprosio 36/3
18019 Vallecrosia (IM)
collaboratori:
arch Elisabetta Giraldi
dott geom Anna Crobu

ASPETTI IDRAULICI
ing. Stefana Rossi
Via XX Settembre 34
18038 Sanremo (IM)

PROGETTO STRUTTURALE
ing. Luca Badano
Via Febo 1
18012 Bordighera (IM)

INDAGINE GEOLOGICA
geol.Massimo Spano
Via Giovanni XXIII 25
18019 Vallecrosia (IM)
collaboratore:
geol Demis Ciliberti

PREVENZIONE INCENDI
Good Works Srl
Via Granello 3/19
16121 Genova (GE)

PROGETTO IMPIANTI
HT engineering Srl
Via Cjavecis
33100 Udine (UD)
ing Alberto Schiavon
per ind Luca Don
ing Moris Cruciatti
ing Luca Amoroso



INDICE.

CAPITOLO	PAG
Premesse	*3*
Tipologia dell'intervento	*3*
Inquadramento geografico e geomorfologico	*5*
Inquadramento geologico	*7*
Condizioni idrologico-idrogeologiche	*10*
Accertamenti in situ	12
• Prove Geognostiche (sondaggi, SPT)	*12*
• Prove Geofisica Passiva (HVSR)	*19*
Considerazione sul rischio sismico	*40*
Caratteristiche geotecniche dei terreni indagati	*43*
Verifica stabilità pendio	44
Piani di Bacino	46
Considerazioni conclusive	47
Allegati	
Carta geologica schematica	*ALL 1*
Sezione interpretativa	*ALL 2*
Elaborazioni prove SPT	*ALL 3*
Classe sismica	*ALL 4*
Verifica stabilità versante	*ALL 5*
Stralci piano di bacino	*ALL 6* *ALL 7* *ALL 8*

PREMESSE.

Lo scrivente Geologo Massimo Spano iscritto all'Ordine Regionale dei Geologi della Liguria con il numero 398, ha redatto la presente relazione geologica su incarico conferito dalla Società OTTO PIGNA SRL per intervento di ristrutturazione edilizia ed ampliamento del complesso termale ed alberghiero in Regione Lago Pigo – Comune di Pigna, in ottemperanza a quanto prescritto dalla Normativa Nazionale e Regionale, dal Piano di Bacino e al nuovo Piano Urbanistico Comunale.

L'indagine ha comportato il rilievo di superficie in un contorno sufficientemente esteso all'area interessata e l'esecuzione di 2 sondaggi a carotaggio continuo, 4 prove sismiche di tipo passivo (HVSR) al fine di caratterizzarla dal punto di vista morfologico, idrologico-idrogeologico, geologico-strutturale e sismico.

Come base cartografica per il rilevamento è stata utilizzato uno stralcio della C.T.R. in scala 1: 5000 (All. 1), mentre per lo stato attuale e di progetto dei luoghi è stato fatto riferimento alle Tavole redatte dai Progettisti.

Alla luce degli elementi emersi dall'indagine svolta nel periodo luglio-2022, si ritiene di poter esporre quanto segue.

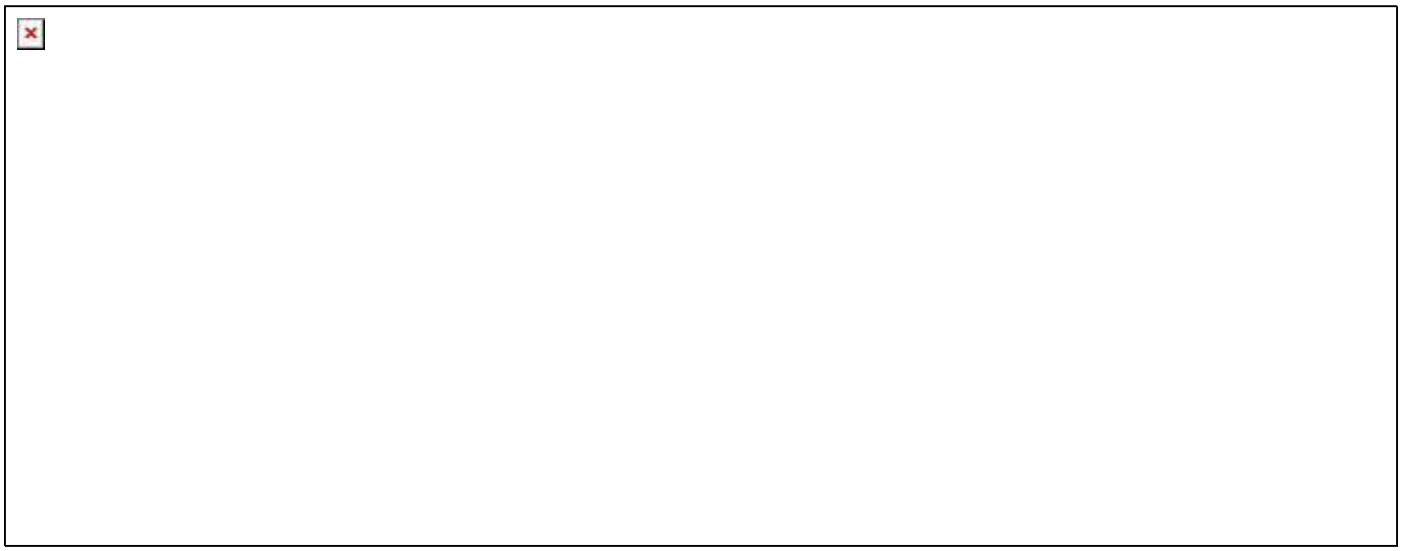
TIPOLOGIA DELL'INTERVENTO.

Il presente progetto riguarda la ristrutturazione edilizia ed ampliamento del complesso termale ed alberghiero una volta denominato Grand Hotel Terme di Pigna in Regione Lago Pigo – Comune di Pigna.

Per quanto concerne la caratterizzazione catastale il lotto si divide tra il Comune di Pigna e quello di Castelvittorio; il fabbricato è ubicato al F. 37 al mappale 311 sub 1-2, mentre il terreno è distinto al F. 37 mappali 238-307-308-315-447-448-449-451-637 del Comune di Pigna; mentre il resto della proprietà

è ubicato al F. 17 mappali 88-87-90-91-92-93-134-630-1124-1130-1242 del Comune di Castelvittorio.

Gli interventi in progetto si sviluppano interamente sul territorio del Comune di Pigna, fatta eccezione per le opere di adeguamento idraulico del rio posto a confine tra il medesimo Comune di Pigna e quello di Castel Vittorio



In particolare il progetto prevede:

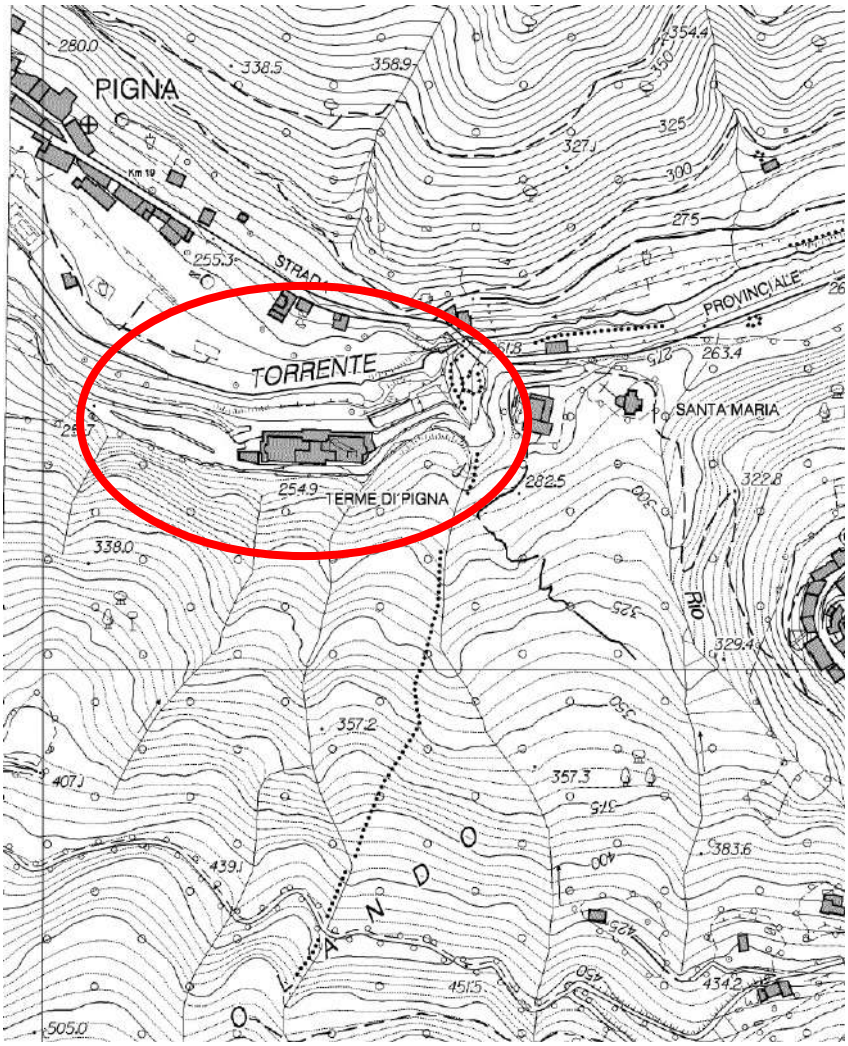
- la ristrutturazione dell'edificio principale con particolare riguardo alla copertura e alla ridistribuzione di alcuni ambianti interni;
- il rifacimento e l'ampliamento della zona SPA termale e delle piscine esterne, modernizzandole e rendendole più conformi alle esigenze turistiche attuali;
- alcuni interventi di adeguamento idraulico degli attraversamenti presenti nel lotto di intervento.

Per meglio focalizzare il lavoro in progetto si rimanda alle tavole redatte dai Progettisti.

Tutto il materiale di sterro andrà condotto in discarica autorizzata o essere riutilizzato secondo le procedure prescritte dal D.P.R 120/2017.

INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E GEOMORFOLOGICO.

Il settore in studio si trova in sponda orografica sinistra del Torrente Nervia in prossimità dell'abitato di Pigna subito a valle del ponte della Strada Provinciale n° 64 in un lotto di terreno distinto a Catasto al F. mappali…… del Comune di Pigna.



L'area si sviluppa lungo un fondovalle incassato con la presenza a monte di un fitto bosco e a valle l'alveo del Torrente Nervia, che nel settore scorre incassato in roccia. La porzione ovest è caratterizzata da un pianoro in cui verrà realizzata un ampio parcheggio.

L’area a monte del fabbricato principale è caratterizzata dalla presenza di un fitto bosco su cui sono state rilevate alcune incisioni che interagiscono con l’area delle Terme.

La più importante è ubicata a ovest in prossimità della via d’accesso ai luoghi, mentre la seconda per importanza scorre tombinata sotto il fabbricato dopo una cascatella naturale ben visibile alle spalle della vecchia entrata dell’hotel.



Le altre sono incisioni minori che verranno intercettate e convogliate a valle della zona di intervento per allontanare i pericoli.

L’impervia morfologia di monte è anche caratterizzata da una accentuata acclività e da un abbandono pluriennale dei luoghi; il bosco avrebbe bisogno di una radicale pulizia contestuale a una regimazione delle acque meteoriche.

Vi è anche la presenza nel settore più sopraelevato di nicchie da cui negli anni si sono staccati blocchi lapidei che si presentano come massi erratici

lungo il pendio.

La coltre presente è poco potente, vi sono dei settori soggetti a rimaneggiamenti antropici che sono caratterizzati da riporti e accumuli comunque già contenuti da opere opportunamente dimensionate.

All'epoca dei sopralluoghi non sono stati rilevati particolari dissesti all'interno dell'area oggetto di intervento, le strutture si presentano integre, sono le finiture che a causa del pluriennale abbandono si presentano fatiscenti; alcuni dissesti sono invece presenti a monte dell'area in studio, dove vi è la presenza come già accennato di movimenti corticali o nicchie di distacco che vista l'acclività del pendio andranno comunque mitigate e messe in sicurezza.

INQUADRAMENTO GEOLOGICO.

Per quanto concerne l'aspetto geologico l'area è caratterizzata dalla presenza della Formazione del Flysch di Ventimiglia, anche se in corrispondenza dell'alveo del Torrente Nervia vi è la presenza di una dislocazione tettonica meglio conosciuta con il nome di "faglia Taggia-Saorge" che porta a contatto le sottostanti Formazioni delle Marne siltose di Olivetta San Michele e delle Calcareniti di Capo Mortola con il sopraccitato flysch.

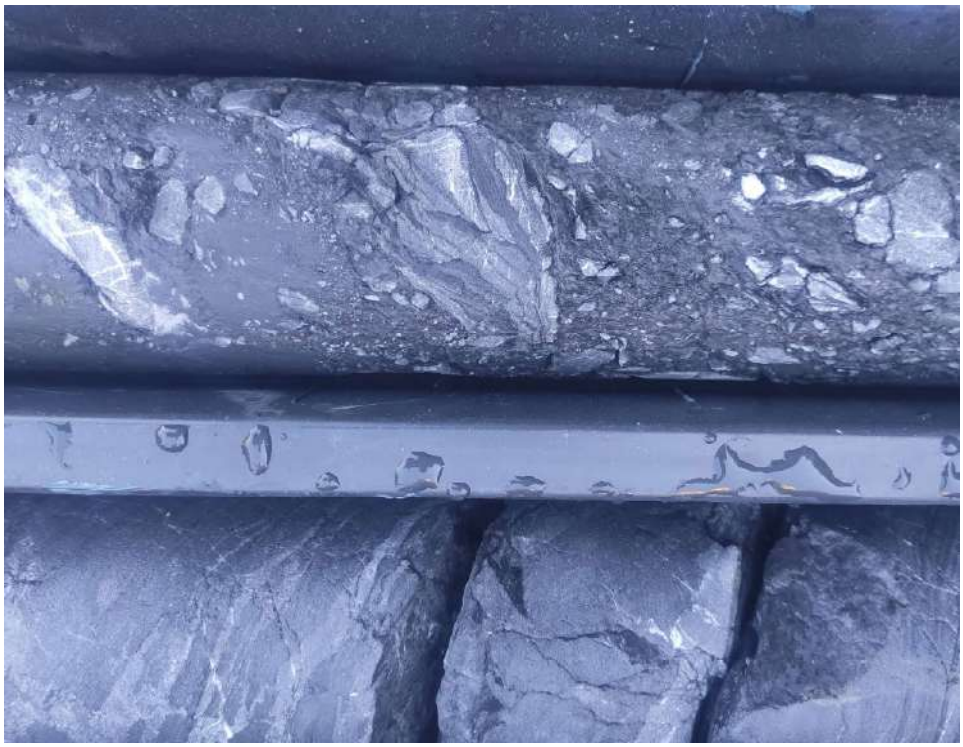


Gli affioramenti in sponda sinistra sono in continuità, mediamente la giacitura della formazione flyschoide è circa NS con inclinazione di 25° immersione E.



Il sopralluogo e gli accertamenti geognostici hanno comunque evidenziato come nell'alveo e al di sotto del settore strada di accesso e piscina vi sia la presenza di rocce di faglia che si presentano in alcuni livelli fratturate ed alterate.

In questi affioramenti risulta essere più complicato stimare la giacitura che cambia puntiformemente.



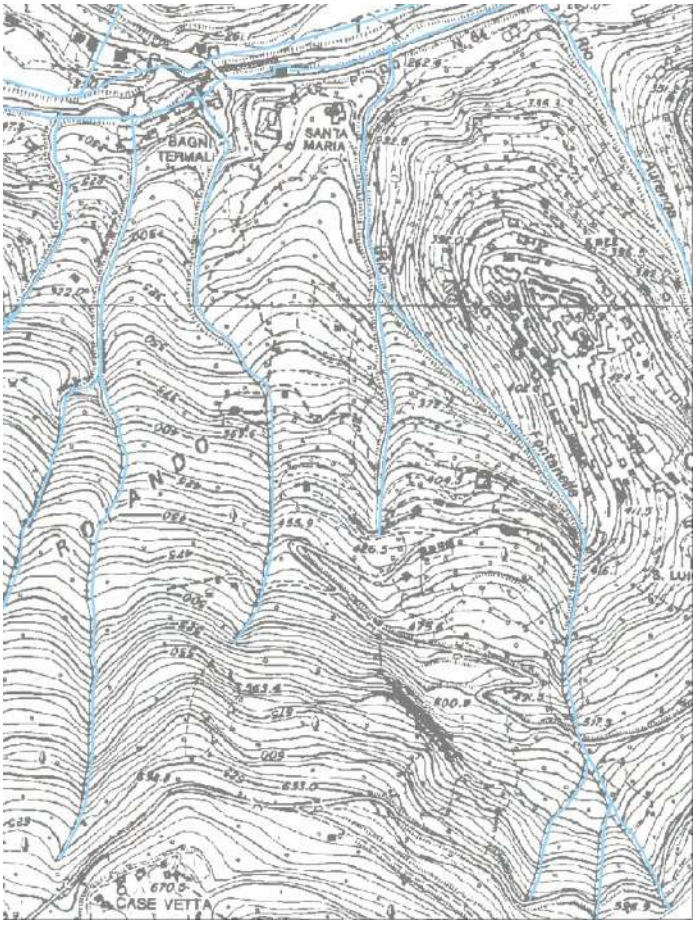
CONDIZIONI IDROLOGICO-IDROGEOLOGICHE.

Dal punto di vista idrologico, come già accennato, a monte dell'area di intervento vi è la presenza di alcune incisioni anche marcate che sfociano nel sottostante alveo del Torrente Nervia.

Il corso d'acqua di monte si immette nel Nervia in prossimità del ponte della provinciale, quello di mezzo attualmente è tombinato sotto la struttura esistente che verrà verificato in ambito progettuale se la luce sia adeguata o da modificare, quello di valle sarà regimentato e smaltito dopo il parcheggio in progetto.

Dal punto di vista idrogeologico le indagini operate in loco (piezometro installato nel sondaggio) e le informazioni raccolte hanno evidenziato che al di sotto dell'area vi sia una circolazione idrica con un livello freatico che è stato rilevato a circa 2,98 m dal p.c. in corrispondenza del piezometro installato nel sondaggio S2.

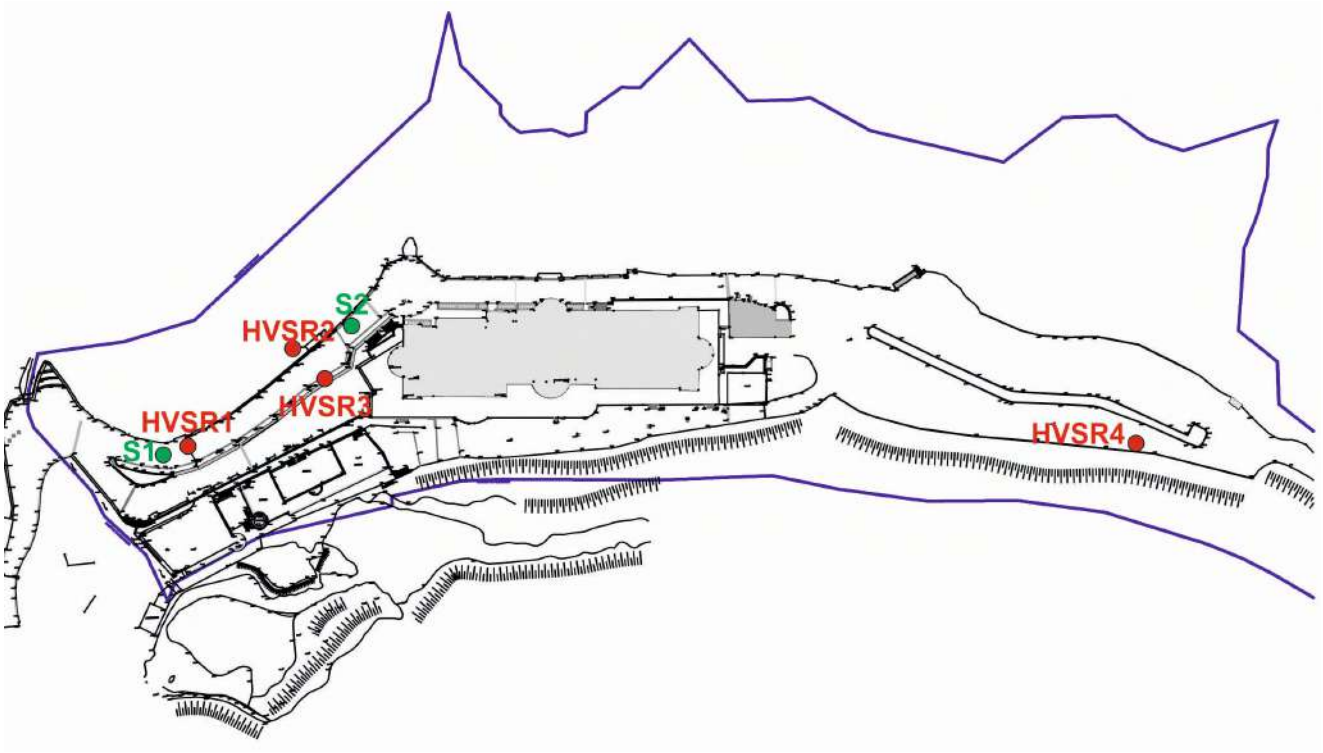



BAGNI TERMALI
SANTA MARIA
CASE VETTA

ACCERTAMENTI IN SITU.

Come riportato nelle premesse sono state eseguiti accertamenti geognostici e geofisici in situ per permettere una conoscenza sufficiente a parametrizzare e dimensionare l'intervento in progetto.

Nella sottostante figura è rappresentata la planimetria dell'area con indicata l'ubicazione delle prove.



I carotaggi sono stati ubicati nel settore dove verrà realizzato l'intervento di scavo più importante e invasivo e sono stati spinti alla profondità di 10 m dal piano campagna e nei primi metri di entrambi sono state realizzate delle Standard Penetration Test fino alle quote che hanno dato rifiuto.

Mentre le prove geofisiche sono state distribuite lungo tutta l'area in studio.

SONDAGGIO S1

Il sondaggio S1 è stato realizzato nel settore est in prossimità del piazzale di accesso alle Terme, ha evidenziato la presenza di riporti antropici e

coltre detritica fino a -4,6 m dal piano campagna, segue un livello di transizione con cappellaccio di alterazione fittamente fratturato e alterato fino a -5,7 dal piano campagna poi fino ai -10 metri si alternano strati competenti di calcari, miloniti e calcari-arenacei alternati a livelli molto fratturati.



Come detto sono state eseguiti prove Standard Penetration Test a intervalli di 1 metro fino a che si è rilevato un terreno incoerente (l'ultima è stata eseguita alla profondità di -4 m dal p.c.). L'elaborazione dei dati in allegato 3.

SONDAGGIO	DENOMINAZIONE	PROFONDITA'	N°COLPI
S1	SPT1	-1,00 m	8-4-6
S1	SPT2	-2,00m	5-10-14
S1	SPT3	-3,00m	6-11-7
S1	SPT4	-4,00	6-7-7

Di seguito sono riportate la scheda tecnica e la foto delle cassette del sondaggio a carotaggio continuo S1.

m3d costruzioni speciali s.r.l.

D. Cosenza - M. Di Luca
Sondatore

BERETTA T44
Sonda utilizzata

SONDAGGIO GEOGNOSTICO N° S1
- Scheda Tecnica Attività -

GRAND HOTEL TERME DI PIGNA
Committente

04 Novembre 2021
Data Inizio

Pigna IM
Località

04 Novembre 2021
Data Fine

CAROTAGGIO VERTICALE

da mt.	a mt.	Φ mm.	Carotiere	Corona W-D
0,00	6,00	101	Semplice	W
6,00	10,00	101	T6	D

RIVESTIMENTI

da mt.	a mt.	Φ mm.	Scarpa W-D
0,00	6,00	127	W

SPT - Standard Penetration Test

N°	da mt.	a mt.	N° Colpi	Punta A - C
1	1,00	1,45	8 - 4 - 6	C
2	2.00	2.45	5 - 10 - 14	C
3	3,00	3,45	6 - 11 - 7	C
4	4,00	4,45	6 - 7 - 7	C

CAMPIONI

N°	da mt.	a mt.	Tipo

LIVELLO FALDA

Data	Ora	PROF. mt.	F.FORO mt.	RIVEST. mt.

PROVE PERMEABILITA'

N°	Ore (hh.)	Lefranc	Lugeon

TUBO PVC	
Diametro	
Tubo Cieco	
Tubo Microf.	
Lung. TOT.	

INCLINOMETRO	
Diametro	
Lung. TOT.	
Alluminio	ABS
Azimut	

CAPITELLO IN ACCIAIO		TOMBINO	
Diametro		Ghisa	PVC

CASSETTE		PRESCAVO A MANO	
Numero	2	SI	NO

-
Note

m3d costruzioni speciali s.r.l.

SOA GROUP

RINA

Sede Operativa e uffici Via al Santuario N.S. della Guardia 49 A rosso - 16162 Genova (GE)
Sede Legale Via Trento 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889
F> +39 010 2517028

Web www.m3dsrl.com
E-mail info@m3dsrl.com



Committente: **GRAND HOTEL TERME DI PIGNA**
Sondaggio: **S1** - Cassetta: **n°1**
Prof. da **0.00 m.** a **5.00 m.**



Committente: **GRAND HOTEL TERME DI PIGNA**
Sondaggio: **S1** - Cassetta: **n°2**
Prof. da **5.00 m.** a **10.00 m.**

SONDAGGIO S2

Il sondaggio S2 è stato realizzato nel settore ovest, a ridosso del fabbricato principale, ha evidenziato la presenza di riporti antropici e coltre detritica fino a -2,5 m dal piano campagna, segue dopo un trovante calcareo un livello di miloniti fino a -5,4 dal piano campagna poi fino ai -10 metri si alternano strati competenti di calcari, miloniti e calcari-arenacei fratturati ma poco alterati.



Come detto sono state eseguiti prove Standard Penetration Test a intervalli di 1 metro fino a che si è rilevato un terreno incoerente (l'ultima è stata eseguita alla profondità di -2,4 m dal p.c. e ha dato rifiuto nel secondo step di misura). L'elaborazione dei dati in allegato 3.

SONDAGGIO	DENOMINAZIONE	PROFONDITA'	N°COLPI
S1	SPT1	-1,50 m	6-4-6
S1	SPT2	-2,00m	22-25-rif

Di seguito sono riportate la scheda tecnica e la foto delle cassette del sondaggio a carotaggio continuo S2.

m3d costruzioni speciali s.r.l.

D. Cosenza - M. Di Luca
Sondatore

BERETTA T44
Sonda utilizzata

SONDAGGIO GEOGNOSTICO N° S2
- Scheda Tecnica Attività -

GRAND HOTEL TERME DI PIGNA
Committente

05 Novembre 2021
Data Inizio

Pigna IM
Località

05 Novembre 2021
Data Fine

CAROTAGGIO VERTICALE

da mt.	a mt.	Φ mm.	Carotiere	Corona W-D
0,00	3,00	101	Semplice	W
3,00	10,00	101	T6	D

RIVESTIMENTI

da mt.	a mt.	Φ mm.	Scarpa W-D
0,00	6,00	127	W

SPT - Standard Penetration Test

N°	da mt.	a mt.	N° Colpi	Punta A - C
1	1,50	1,95	6 - 4 - 6	C
2	2.40	2.70	22 - 25 - R	C

CAMPIONI

N°	da mt.	a mt.	Tipo

LIVELLO FALDA

Data	Ora	PROF. mt.	F.FORO mt.	RIVEST. mt.

PROVE PERMEABILITA'

N°	Ore (hh.)	Lefranc	Lugeon

TUBO PVC

Diametro	2"
Tubo Cieco	1,00
Tubo Microf.	9,00
Lung. TOT.	10,00

INCLINOMETRO

Diametro	
Lung. TOT.	
Alluminio	ABS
Azimut	

CAPITELLO IN ACCIAIO		TOMBINO	
Diametro		Ghisa	PVC

CASSETTE		PRESCAVO A MANO	
Numero	2	SI	NO

-
Note

m3d costruzioni speciali s.r.l.

SOA GROUP

Sede Operativa e uffici Via al Santuario N.S. della Guardia 49 A rosso - 16162 Genova (GE)
Sede Legale Via Trento 4/2 - 16013 Campo Ligure (GE)

T> +39 010 2518889
F> +39 010 2517028

Web www.m3dsrl.com
E-mail info@m3dsrl.com



Committente: **GRAND HOTEL TERME DI PIGNA**
Sondaggio: **S2** - Cassetta: **n°1**
Prof. da **0.00 m.** a **5.00 m.**



Committente: **GRAND HOTEL TERME DI PIGNA**
Sondaggio: **S2** - Cassetta: **n°2**
Prof. da **5.00 m.** a **10.00 m.**

P.IVA C.F. e N° Iscr. Reg.Imp. GE 01293970990 - R.E.A.della CCIAA GE 398554 - Cap.Soc.€ 100.000,00i.v.

aif Associazione Imprese Fondazioni consolidamenti - indagini nel sottosuolo

ANCE 2021 GENOVA Socio n.ro 16-GE-3175

PROVE DI GEOFISICA PASSIVA

Oltre ai carotaggi sono state anche realizzate 4 prove geofisiche consistenti in una prospezione di sismica passiva a stazione singola (secondo la metodologia HVSR) ubicate nell'area oggetto di intervento.

Tale tecnica permette la parametrizzazione sismica dei terreni mediante l'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di sito, correlabili ai cambi litologici-stratigrafici. La modellazione sintetica dello spettro H/V, permette di correlare ogni picco spettrale con le discontinuità presenti nel sottosuolo.

I dati che si ricavano sono relativi alla frequenza propria del sito d'indagine, dal quale attraverso correlazioni e rielaborazioni si possono desumere spessori, profondità e velocità di propagazione delle onde di taglio all'interno dei sismostrati presenti.

Per tale indagine è stato utilizzato un acquisitore dati digitale Gemini 4 della PASI capace di acquisire e registrare i microtremori o rumore sismico ambientale, mediante una terna di geofoni con frequenza di risonanza 4,5 Hz, accuratamente accoppiati meccanicamente ed elettricamente ed orientati N-S, E–W e verticalmente.

Queste prove servivano per caratterizzare anche dal punto di vista sismico i carotaggi eseguiti, in fase di stesura della relazione geologica finale verranno riportate le elaborazioni ed eseguite altre prove geofisiche in altre postazioni.

HVSR1

Date: 05 11 2021
Time: 0 54

Dataset: Terme_pigna_valle.SAF
Sampling frequency (Hz): 128
Window length (sec): 40
Length of analysed temporal sequence (min): 12.0
Tapering (%): 10

==========

In the following the results considering the data in the 0.5-35.0Hz frequency range

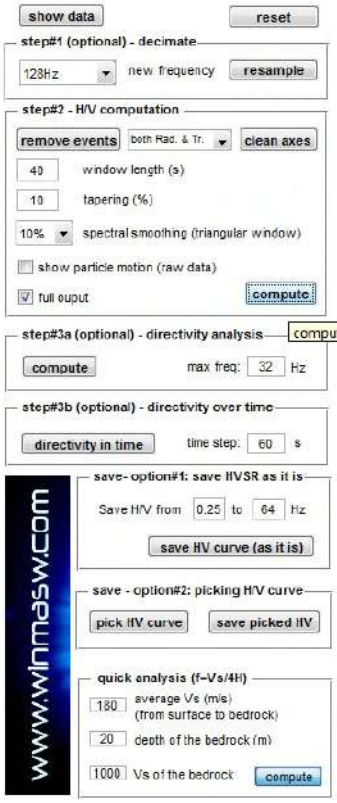
Peak frequency (Hz): 30.9 (ą10.0)

Peak HVSR value: 1.9 (ą0.4)

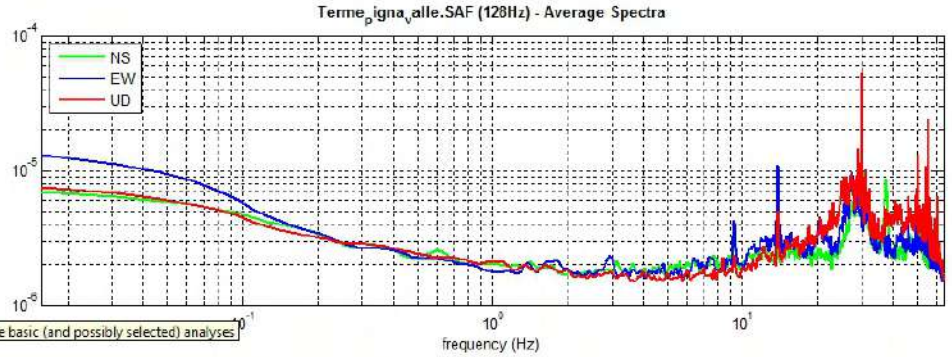
=== Criteria for a reliable H/V curve ==========
#1. [f0 > 10/Lw]: 30.9 > 0.25 (OK)
#2. [nc > 200]: 42085 > 200 (OK)
#3. [f0>0.5Hz; sigmaA(f) < 2 for 0.5f0 < f < 2f0] (OK)

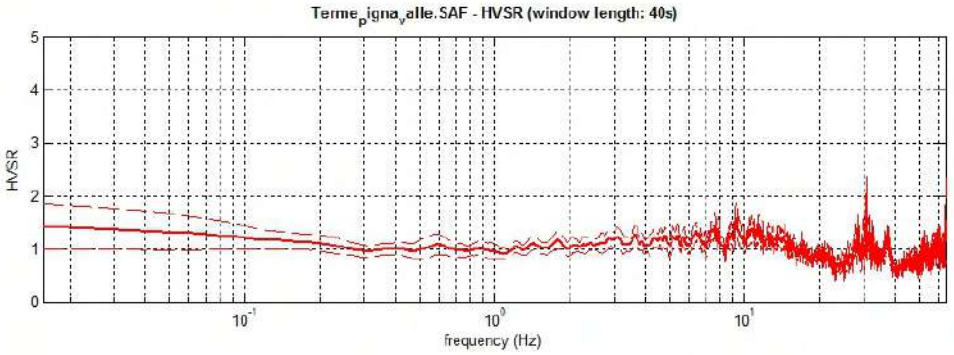
=== Criteria for a clear H/V peak (at least 5 should be fullfilled) ==========
#1. [exists f- in the range [f0/4, f0] | AH/V(f-) < A0/2]: yes, at frequency 30.4Hz (OK)
#2. [exists f+ in the range [f0, 4f0] | AH/V(f+) < A0/2]: yes, at frequency 32.1Hz (OK)
#3. [A0 > 2]: 1.9 < 2 (NO)
#4. [fpeak[Ah/v(f) ą sigmaA(f)] = f0 ą 5%]: (OK)
#5. [sigmaf < epsilon(f0)]: 9.981 > 1.547 (NO)
#6. [sigmaA(f0) < theta(f0)]: 0.407 < 1.58 (OK)

Please, be aware of possible industrial/man-induced peaks or spurious peaks due to meaningless numerical instabilities.
Remember that SESAME criteria should be considered in a flexible perspective and that if you modify the processing parameters they can change.

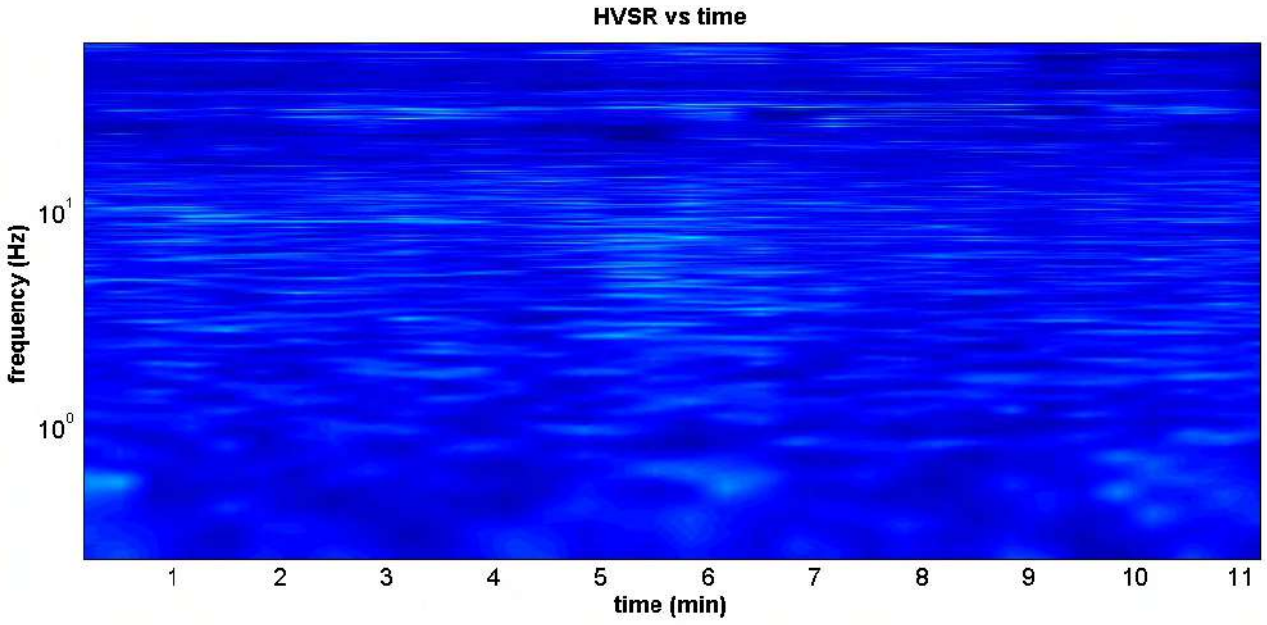


computation of the basic (and possibly selected) analyses





To model the HVSR (also jointly with MASW or ReMi data), save the HV curve, go to the "Velocity Spectrumva, Modeling & Picking" panels and upload the saved HV curve



.

La frequenza fondamentale del sito risulta essere quindi di 30,9 Hz.

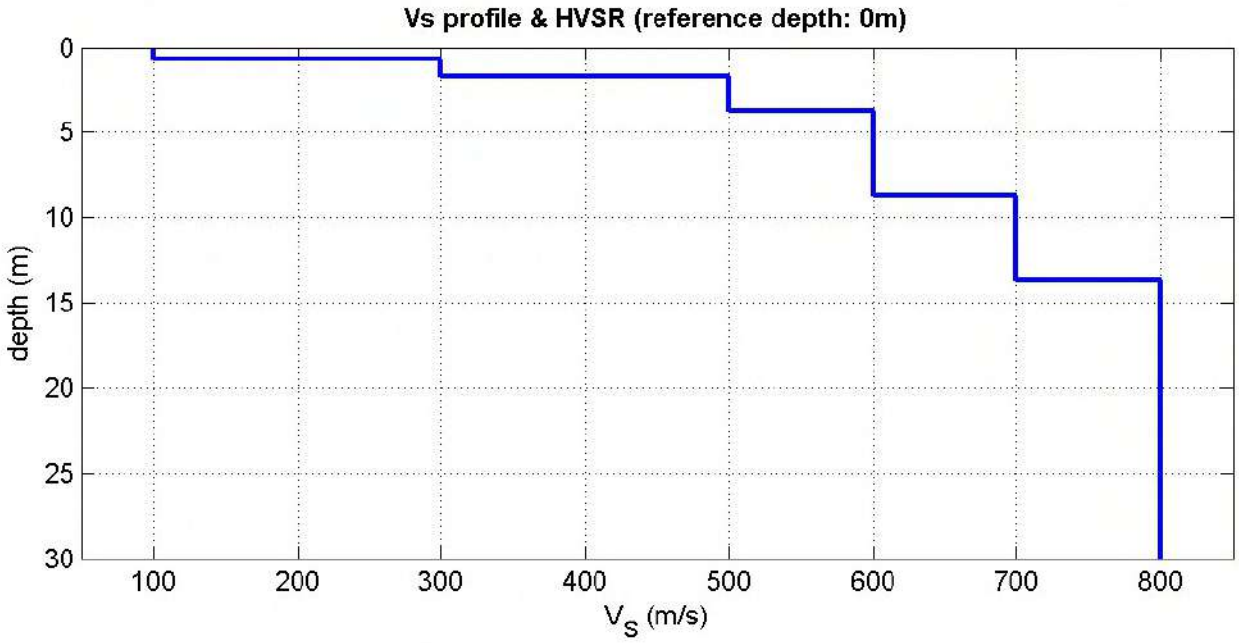
Attraverso la relazione

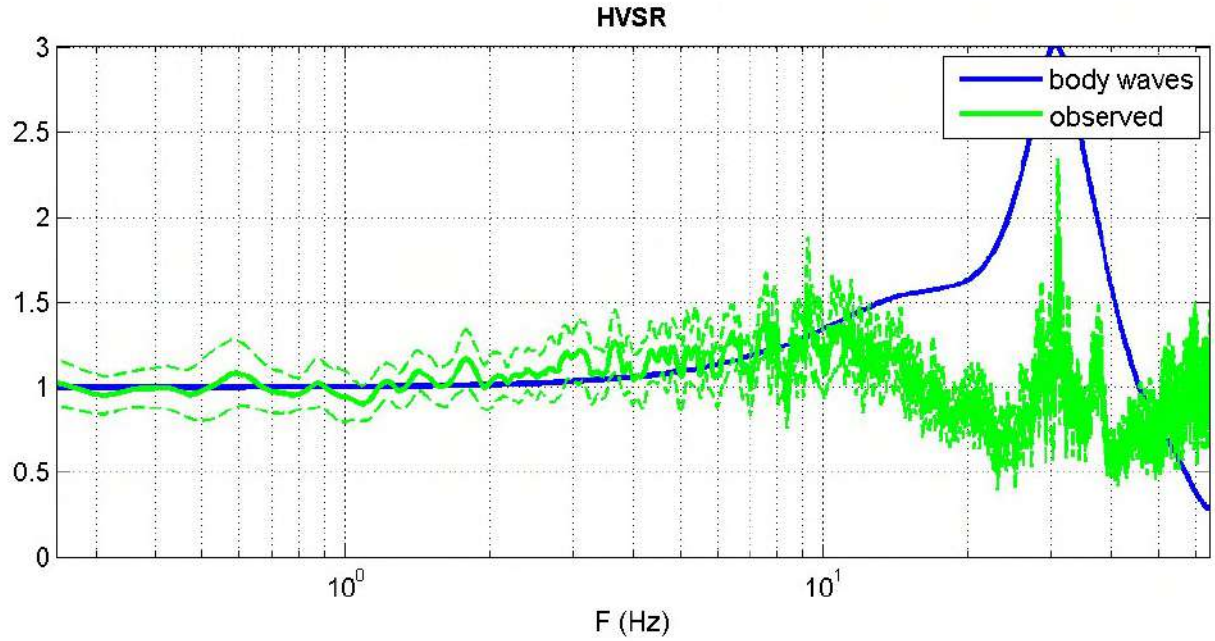
$$h = \frac{Vs}{4 f_0}$$

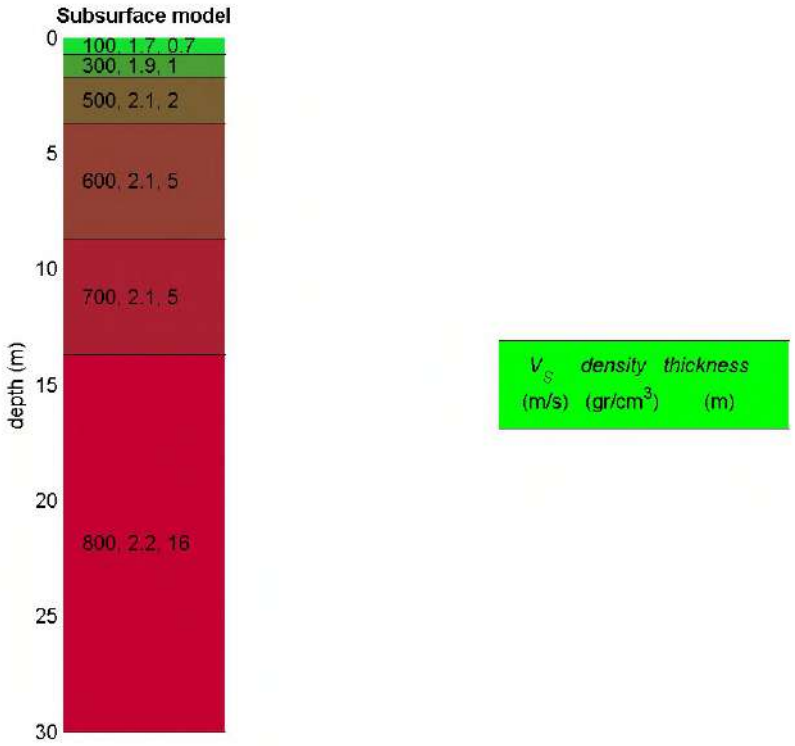
che lega frequenza di risonanza, spessore della coltre sovrastante il bedrock e velocità delle onde di taglio, utilizzando i dati emersi dagli accertamenti eseguiti nonché i dati di bibliografia disponibili è stato calcolato il profilo Vs per l'area in esame.

Una volta ipotizzata la stratigrafia del sottosuolo si è quindi cercato di modellare la curva H/V ottenuta, come di seguito evidenziato:




Vs profile & HVSR (reference depth: 0m)
depth (m)
0
5
10
15
20
25
30
100
200
300
400
500
600
700
800
V_S (m/s)


HVSR
body waves
observed
3
2.5
2
1.5
1
0.5
0
10^0
10^1
F (Hz)



Mean model
Vs (m/s): 100 300 500 600 700 800
Thickness (m): 0.7, 1.0, 2.0, 5.0, 5.0
Density (gr/cm3) (approximate values): 1.68 1.94 2.06 2.11 2.15 2.18
Shear modulus (MPa) (approximate values): 17 175 516 759 1051 1394
Analyzing Phase velocities
Approximate values for Vp and Poisson (please, see manual)
Vp (m/s): 208 624 1041 1249 1457 1665
Poisson: 0.35 0.35 0.35 0.35 0.35 0.35

Vs30 (m/s): 598– **Vs,eq (m/s): 472**

Rispetto le norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018), avendo ricavato che la Vs30 è pari a 598 m/sec, la Vs,eq di 472 m/sec vista la presenza di terreno di riporto/detrito di versante compatto su livelli di roccia dapprima alterati, poi sempre più compatti lo scrivente ritiene corretto **assegnare al suolo la categoria B.**

HVSR2

Date: 05 11 2021
Time: 0 46

Dataset: Terme_pigna_monte.SAF
Sampling frequency (Hz): 128
Window length (sec): 40
Length of analysed temporal sequence (min): 12.0
Tapering (%): 10

==========

In the following the results considering the data in the 0.5-35.0Hz frequency range

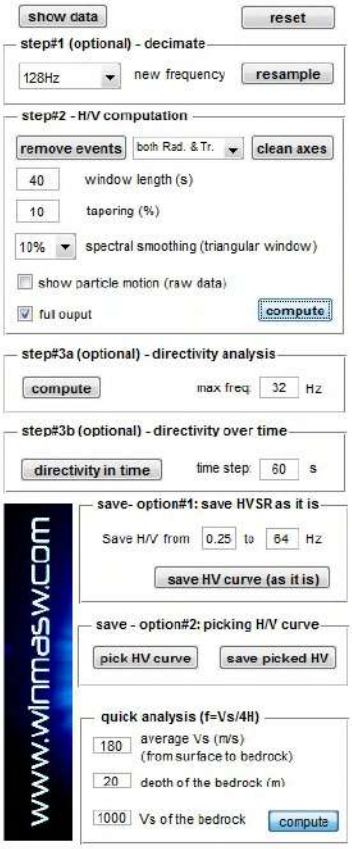
Peak frequency (Hz): 27.2 (ą4.7)

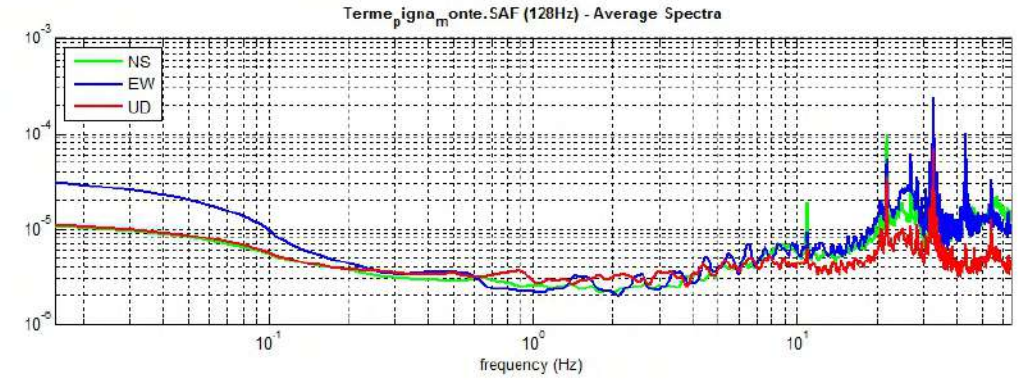
Peak HVSR value: 3.6 (ą0.9)

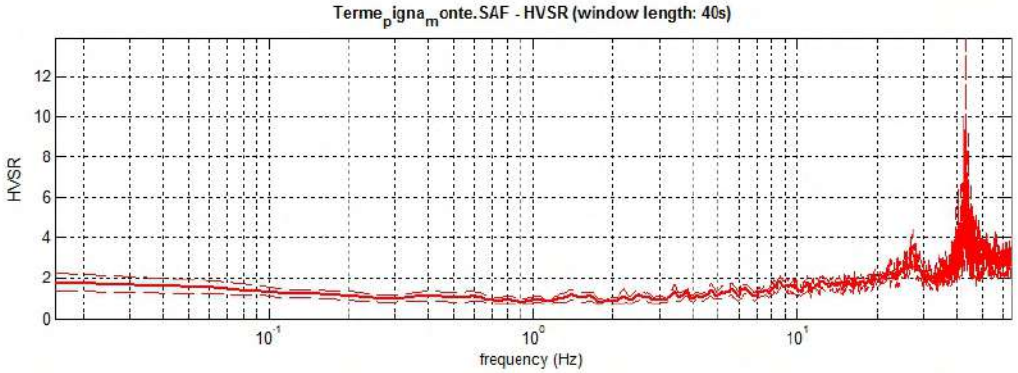
=== Criteria for a reliable H/V curve ==========
#1. [f0 > 10/Lw]: 27.2 > 0.25 (OK)
#2. [nc > 200]: 36984 > 200 (OK)
#3. [f0>0.5Hz; sigmaA(f) < 2 for 0.5f0 < f < 2f0] (OK)

=== Criteria for a clear H/V peak (at least 5 should be fullfilled) ==========
#1. [exists f- in the range [f0/4, f0] | AH/V(f-) < A0/2]: yes, at frequency 19.2Hz (OK)
#2. [exists f+ in the range [f0, 4f0] | AH/V(f+) < A0/2]: yes, at frequency 31.1Hz (OK)
#3. [A0 > 2]: 3.6 > 2 (OK)
#4. [fpeak[Ah/v(f) ą sigmaA(f)] = f0 ą 5%]: (OK)
#5. [sigmaf < epsilon(f0)]: 4.707 > 1.360 (NO)
#6. [sigmaA(f0) < theta(f0)]: 0.881 < 1.58 (OK)

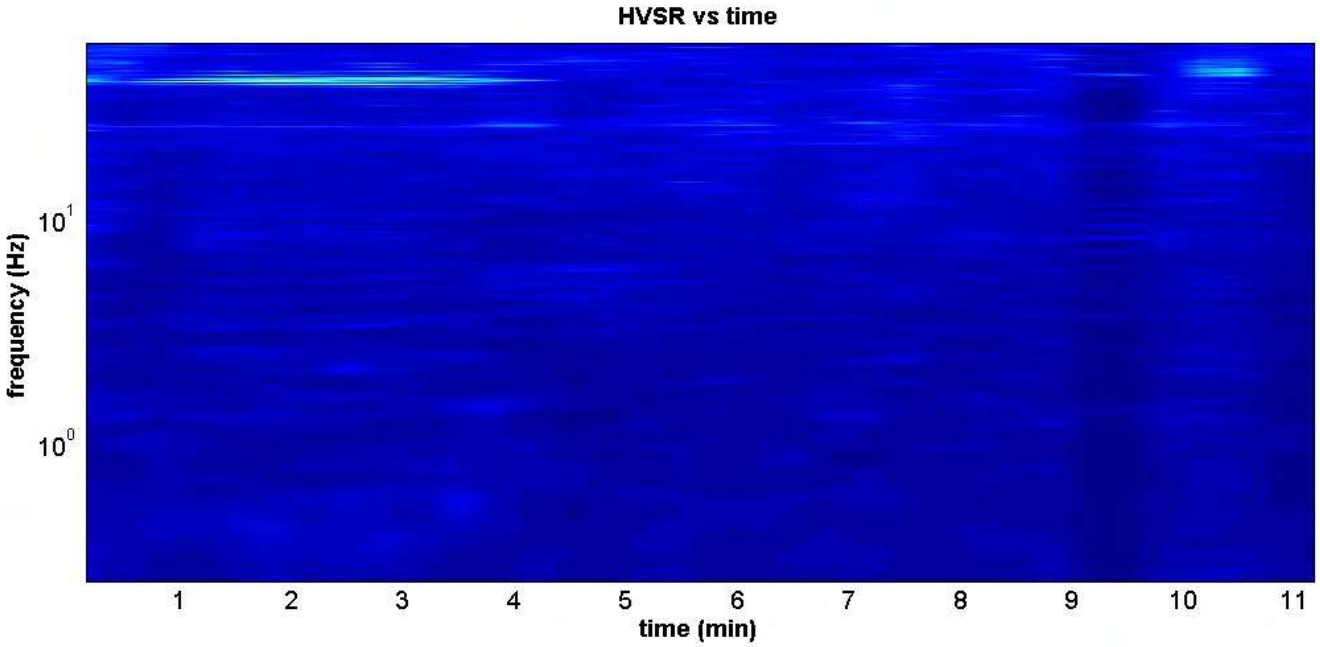
Please, be aware of possible industrial/man-induced peaks or spurious peaks due to meaningless numerical instabilities.
Remember that SESAME criteria should be considered in a flexible perspective and that if you modify the processing parameters they can change.







To model the HVSR (also jointly with MASW or ReMi data), save the HV curve, go to the "Velocity Spectrum/a, Modeling & Picking" panels and upload the saved HV curve



La frequenza fondamentale del sito risulta essere quindi di 27,2 Hz.

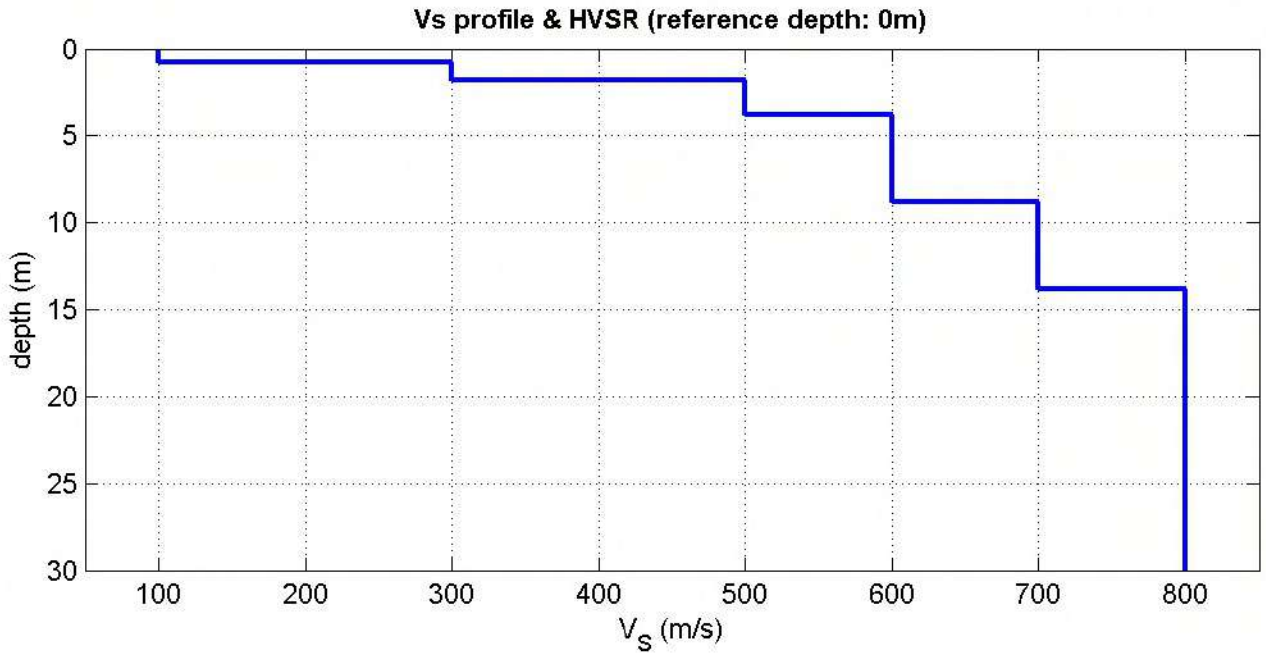
Attraverso la relazione

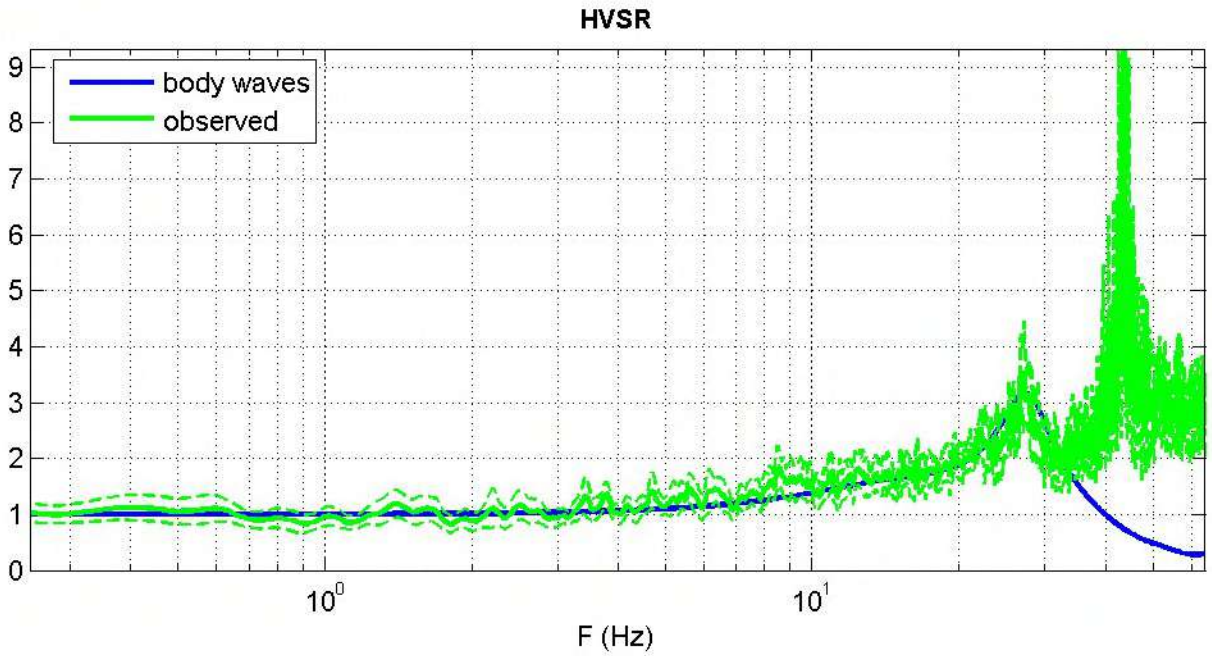
$$h = \frac{Vs}{4 f_0}$$

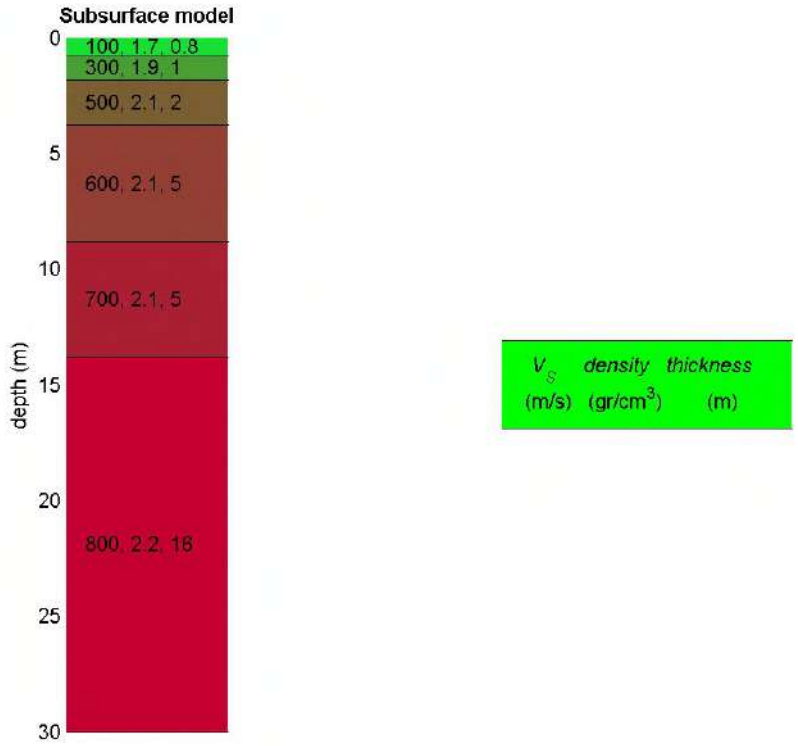
che lega frequenza di risonanza, spessore della coltre sovrastante il bedrock e velocità delle onde di taglio, utilizzando i dati emersi dagli accertamenti eseguiti nonché i dati di bibliografia disponibili è stato calcolato il profilo Vs per l'area in esame.

Una volta ipotizzata la stratigrafia del sottosuolo si è quindi cercato di modellare la curva H/V ottenuta, come di seguito evidenziato:




Vs profile & HVSR (reference depth: 0m)
depth (m)
0
5
10
15
20
25
30
100
200
300
400
500
600
700
800
V_S (m/s)


HVSR
body waves
observed
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0
10^0
10^1
F (Hz)



Mean model
Vs (m/s): 100 300 500 600 700 800
Thickness (m): 0.8, 1.0, 2.0, 5.0, 5.0
Density (gr/cm3) (approximate values): 1.68 1.94 2.06 2.11 2.15 2.18
Shear modulus (MPa) (approximate values): 17 175 516 759 1051 1394
Analyzing Phase velocities
Approximate values for Vp and Poisson (please, see manual)
Vp (m/s): 208 624 1041 1249 1457 1665
Poisson: 0.35 0.35 0.35 0.35 0.35 0.35

Vs30 (m/s): 588 – **Vs,eq (m/s): 460**

Rispetto le norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018), avendo ricavato che la Vs30 è pari a 598 m/sec, la Vs,eq di 460 m/sec vista la presenza di terreno di riporto/detrito di versante compatto su livelli di roccia dapprima alterati, poi sempre più compatti lo scrivente ritiene corretto **assegnare al suolo la categoria B.**

HVSR3

Date: 19 3 2010
Time: 0 0

Dataset: SITE_20220722_1119termevallemuro.SAF
Sampling frequency (Hz): 128
Window length (sec): 40
Length of analysed temporal sequence (min): 12.0
Tapering (%): 10

In the following the results considering the data in the 0.5-40.0Hz frequency range

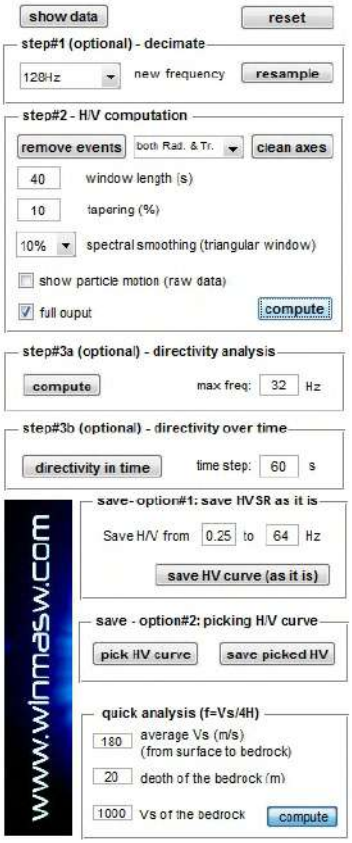
Peak frequency (Hz): 34.0 (ą10.2)

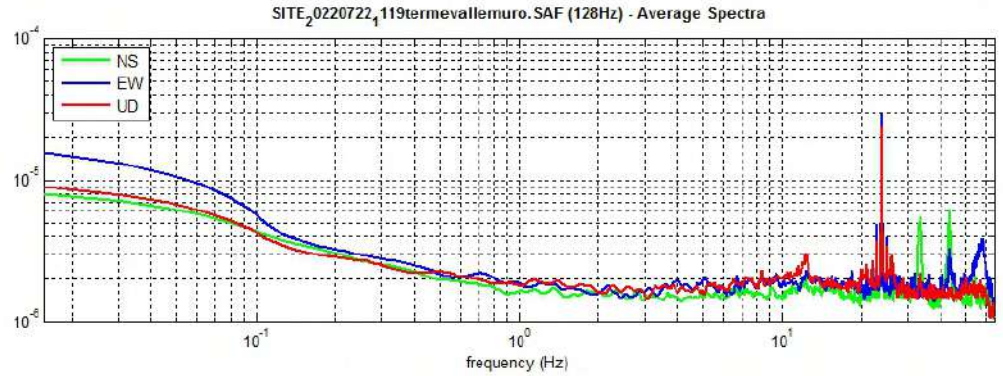
Peak HVSR value: 1.6 (ą0.3)

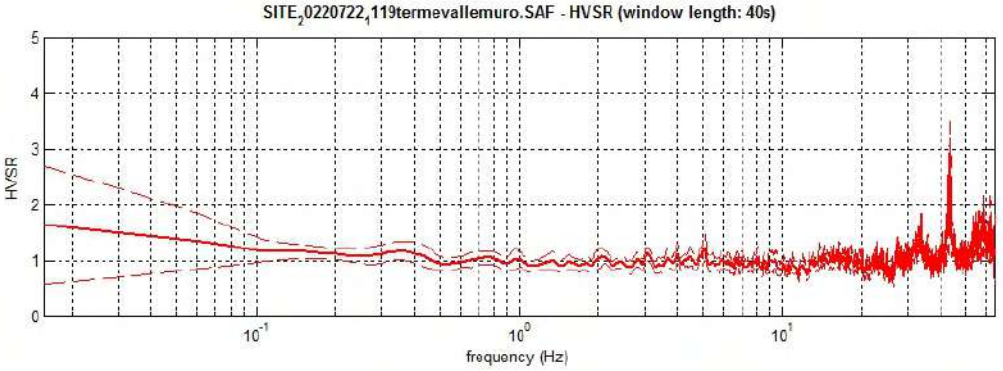
=== Criteria for a reliable H/V curve ==========
#1. [f0 > 10/Lw]: 34.0 > 0.25 (OK)
#2. [nc > 200]: 46209 > 200 (OK)
#3. [f0>0.5Hz; sigmaA(f) < 2 for 0.5f0 < f < 2f0] (OK)

=== Criteria for a clear H/V peak (at least 5 should be fullfilled) ==========
#1. [exists f- in the range [f0/4, f0] | AH/V(f-) < A0/2]: yes, at frequency 26.5Hz (OK)
#2. [exists f+ in the range [f0, 4f0] | AH/V(f+) < A0/2]: (NO)
#3. [A0 > 2]: 1.6 < 2 (NO)
#4. [fpeak[Ah/v(f) ą sigmaA(f)] = f0 ą 5%]: (OK)
#5. [sigmaf < epsilon(f0)]: 10.194 > 1.699 (NO)
#6. [sigmaA(f0) < theta(f0)]: 0.265 < 1.58 (OK)

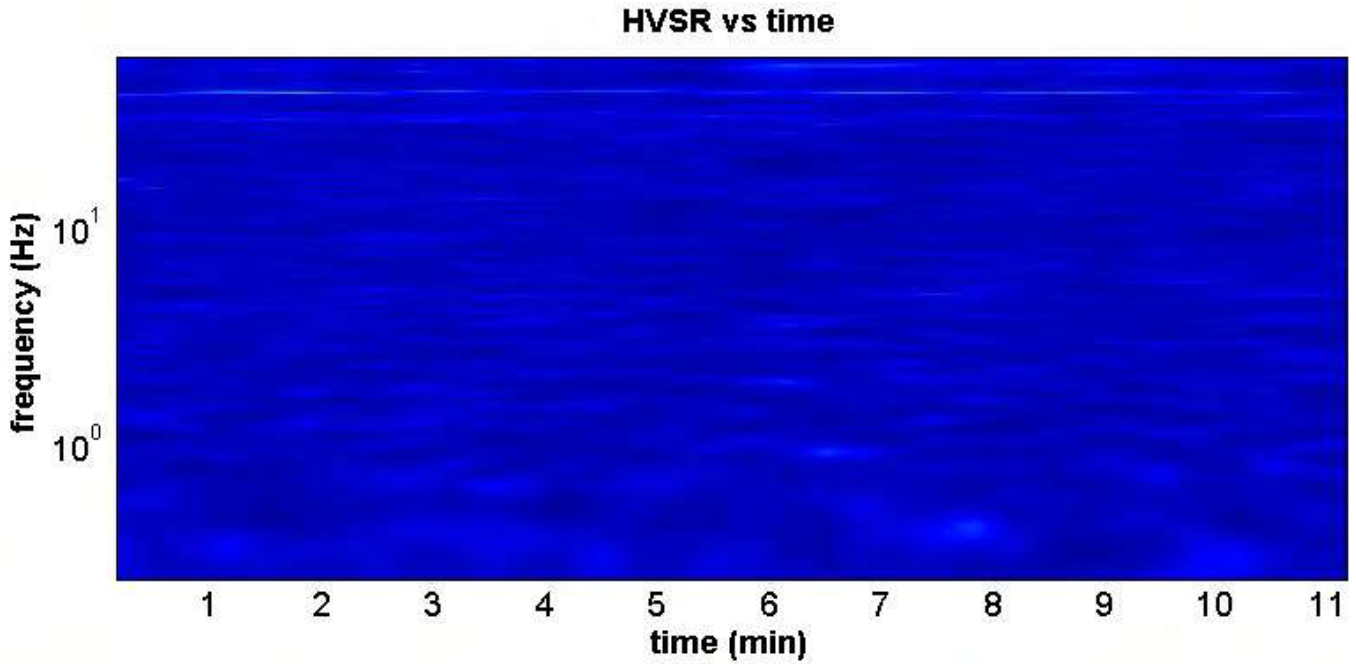
Please, be aware of possible industrial/man-induced peaks or spurious peaks due to meaningless numerical instabilities.
Remember that SESAME criteria should be considered in a flexible perspective and that if you modify the processing parameters they can change.







To model the HVSR (also jointly with MASW or ReMi data), save the HV curve, go to the "Velocity Spectrum/a, Modeling & Picking" panels and upload the saved HV curve



La frequenza fondamentale del sito risulta essere quindi di 34,0 Hz.

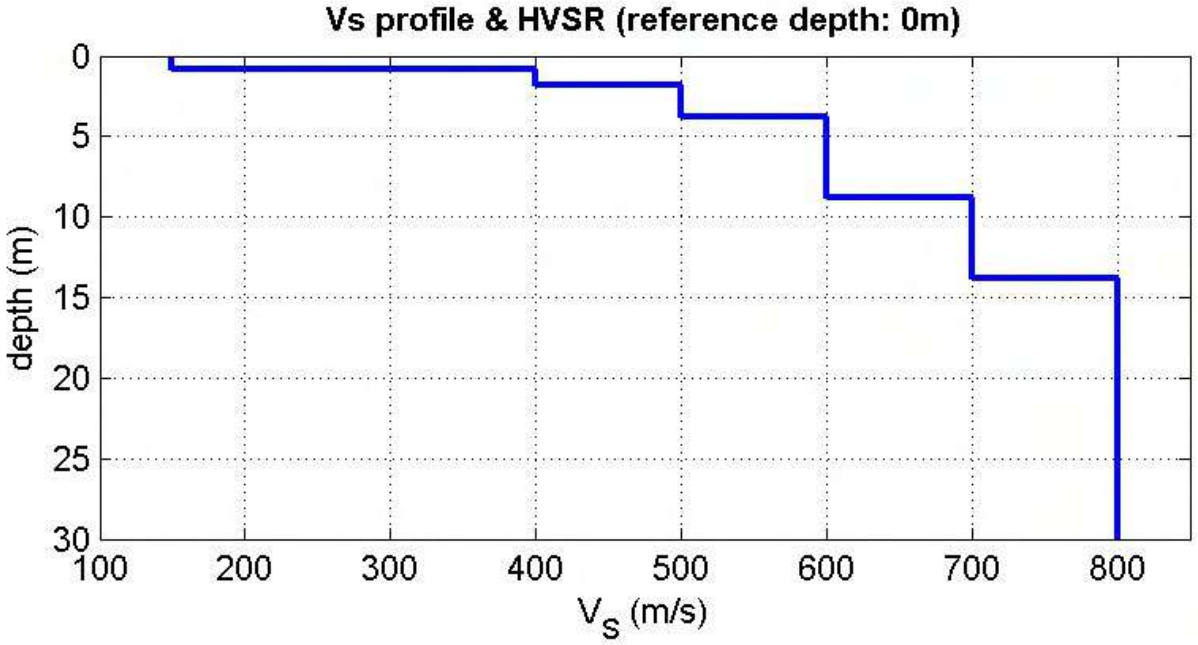
Attraverso la relazione

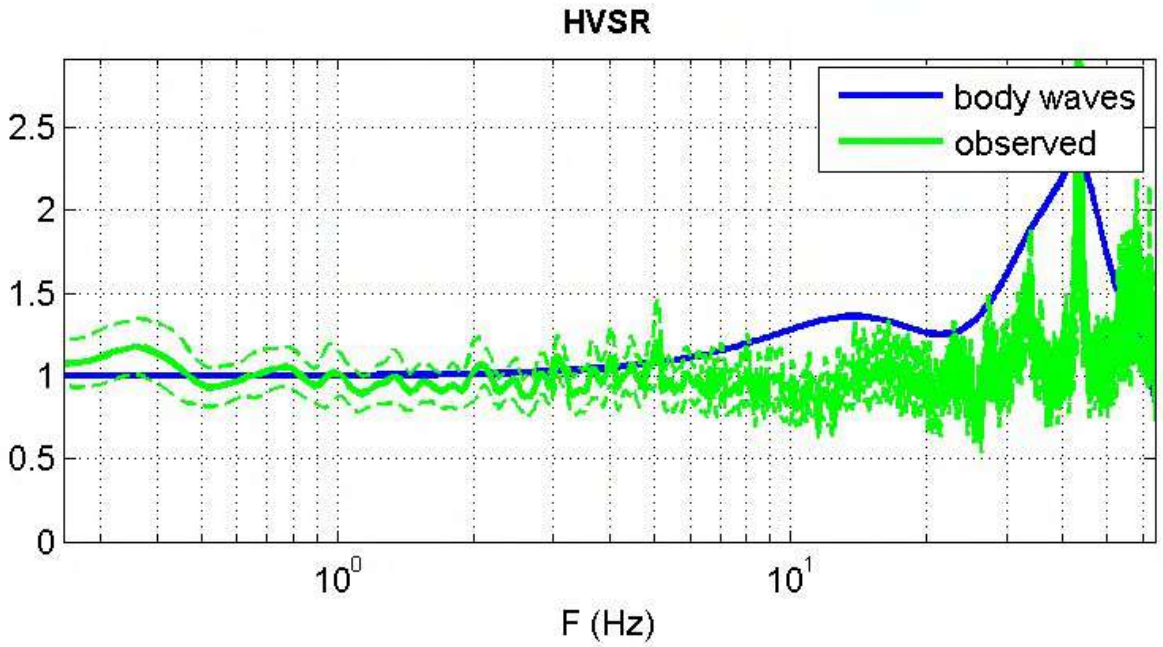
$$h = \frac{Vs}{4 f_0}$$

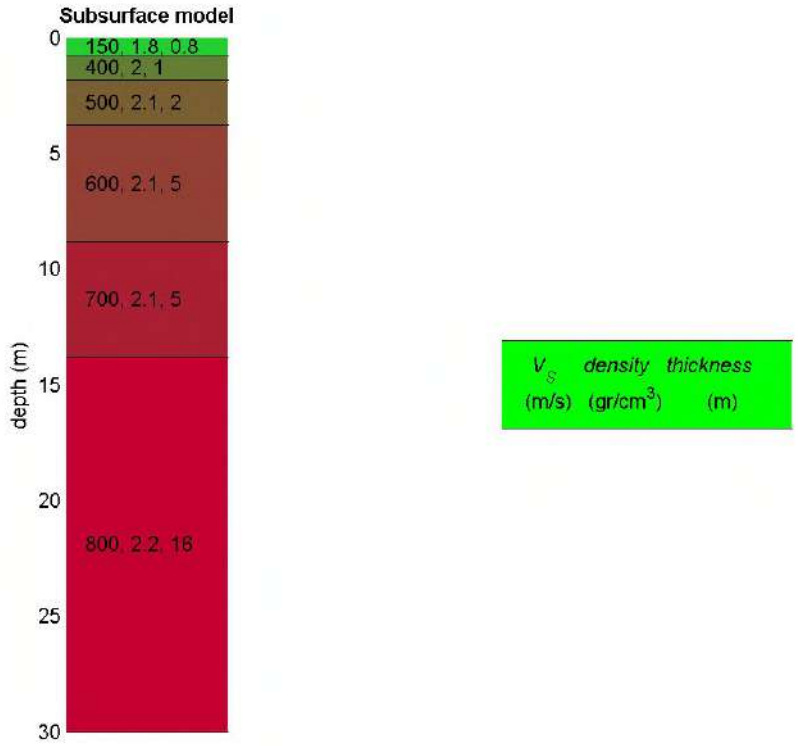
che lega frequenza di risonanza, spessore della coltre sovrastante il bedrock e velocità delle onde di taglio, utilizzando i dati emersi dagli accertamenti eseguiti nonché i dati di bibliografia disponibili è stato calcolato il profilo Vs per l'area in esame.

Una volta ipotizzata la stratigrafia del sottosuolo si è quindi cercato di modellare la curva H/V ottenuta, come di seguito evidenziato:




Vs profile & HVSR (reference depth: 0m)
depth (m)
0
5
10
15
20
25
30
100
200
300
400
500
600
700
800
V_S (m/s)


HVSR
body waves
observed
2.5
2
1.5
1
0.5
0
10^0
10^1
F (Hz)



Mean model
Vs (m/s): 150 400 500 600 700 800
Thickness (m): 0.8, 1.0, 2.0, 5.0, 5.0
Density (gr/cm3) (approximate values): 1.77 2.01 2.06 2.11 2.15 2.18
Shear modulus (MPa) (approximate values): 40 322 516 759 1051 1394
Analyzing Phase velocities
Approximate values for Vp and Poisson (please, see manual)
Vp (m/s): 312 833 1041 1249 1457 1665
Poisson: 0.35 0.35 0.35 0.35 0.35 0.35

Vs30 (m/s): 631– **Vs,eq (m/s): 520**

Rispetto le norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018), avendo ricavato che la Vs30 è pari a 598 m/sec, la Vs,eq di 520 m/sec vista la presenza di terreno di riporto/detrito di versante compatto su livelli di roccia dapprima alterati, poi sempre più compatti lo scrivente ritiene corretto **assegnare al suolo la categoria B.**

HVSR4

Date: 05 11 2021
Time: 23 57

Dataset: SITE_20220722_1050terme parcheggio.SAF
Sampling frequency (Hz): 128
Window length (sec): 40
Length of analysed temporal sequence (min): 12.0
Tapering (%): 10

==========

In the following the results considering the data in the 0.5-40.0Hz frequency range

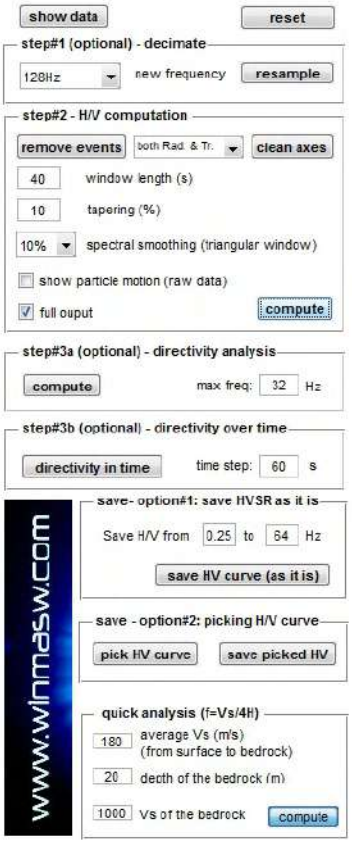
Peak frequency (Hz): 24.0 (ą9.8)

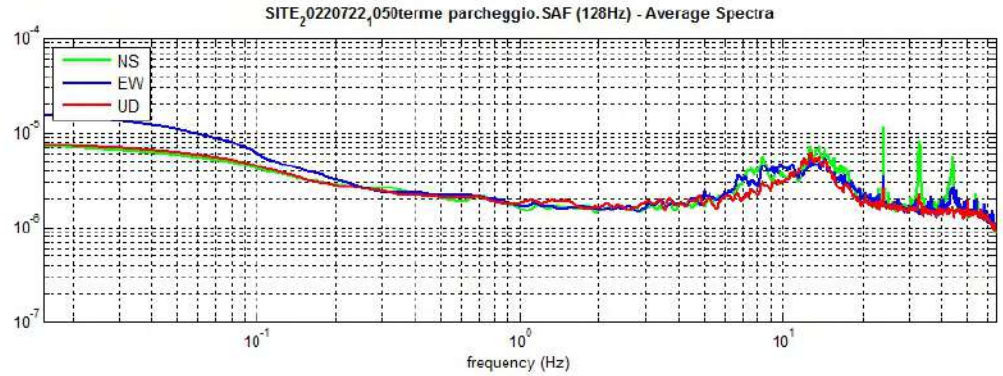
Peak HVSR value: 2.6 (ą0.4)

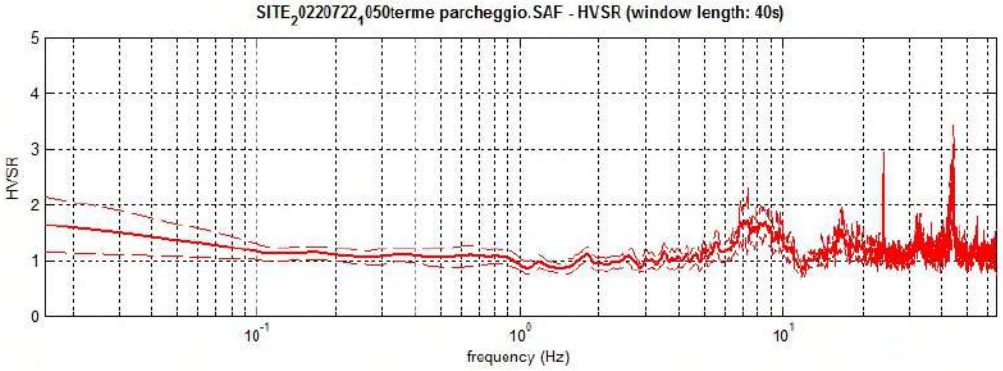
=== Criteria for a reliable H/V curve ==========
#1. [f0 > 10/Lw]: 24.0 > 0.25 (OK)
#2. [nc > 200]: 32669 > 200 (OK)
#3. [f0>0.5Hz; sigmaA(f) < 2 for 0.5f0 < f < 2f0] (OK)

=== Criteria for a clear H/V peak (at least 5 should be fullfilled) ==========
#1. [exists f- in the range [f0/4, f0] | AH/V(f-) < A0/2]: yes, at frequency 23.9Hz (OK)
#2. [exists f+ in the range [f0, 4f0] | AH/V(f+) < A0/2]: yes, at frequency 24.2Hz (OK)
#3. [A0 > 2]: 2.6 > 2 (OK)
#4. [fpeak[Ah/v(f) ą sigmaA(f)] = f0 ą 5%]: (OK)
#5. [sigmaf < epsilon(f0)]: 9.799 > 1.201 (NO)
#6. [sigmaA(f0) < theta(f0)]: 0.354 < 1.58 (OK)

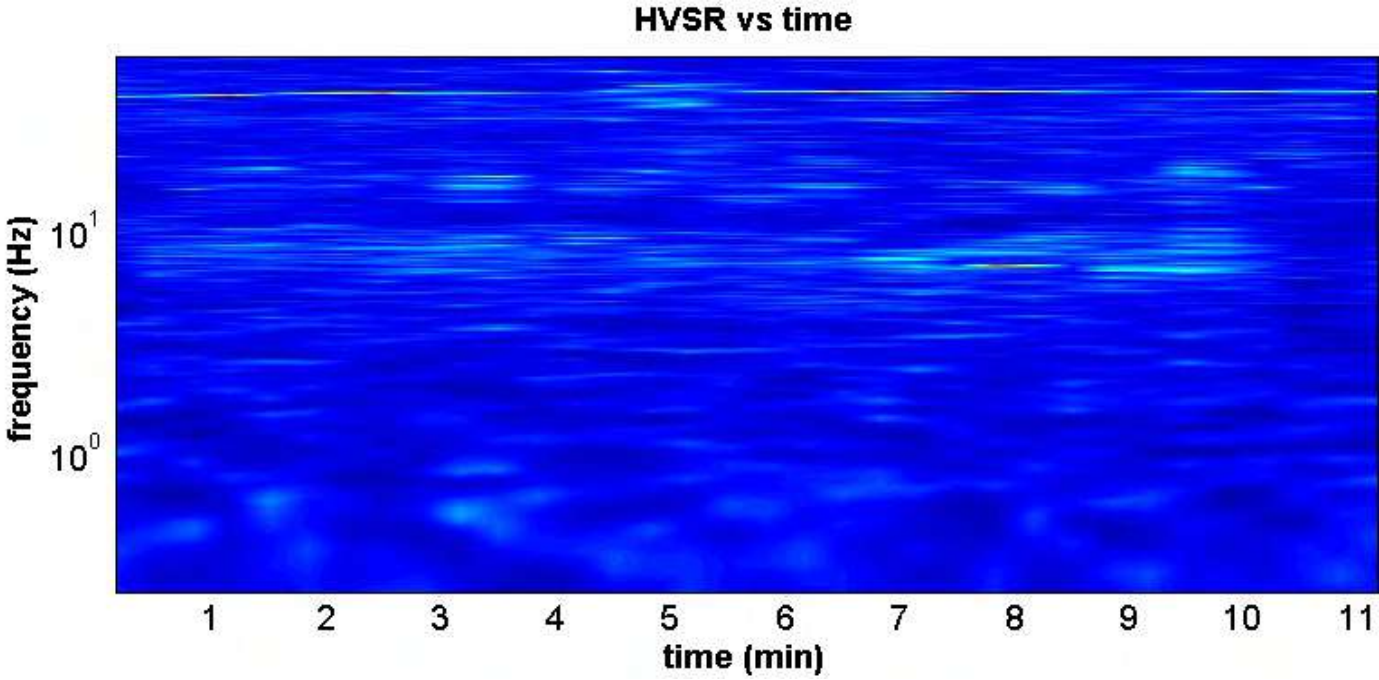
Please, be aware of possible industrial/man-induced peaks or spurious peaks due to meaningless numerical instabilities.
Remember that SESAME criteria should be considered in a flexible perspective and that if you modify the processing parameters they can change.







To model the HVSR (also jointly with MASW or ReMi data), save the HV curve, go to the "Velocity Spectrum/a, Modeling & Picking" panels and upload the saved HV curve



La frequenza fondamentale del sito risulta essere quindi di 24,0 Hz.

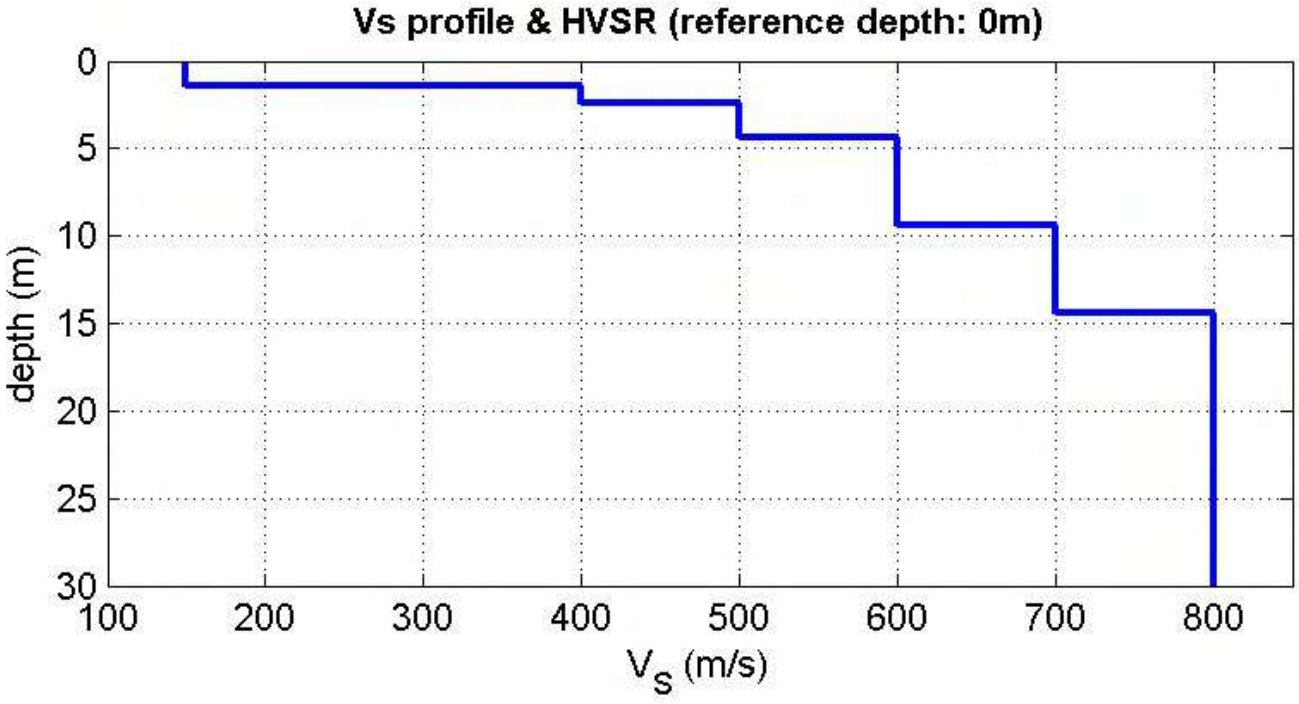
Attraverso la relazione

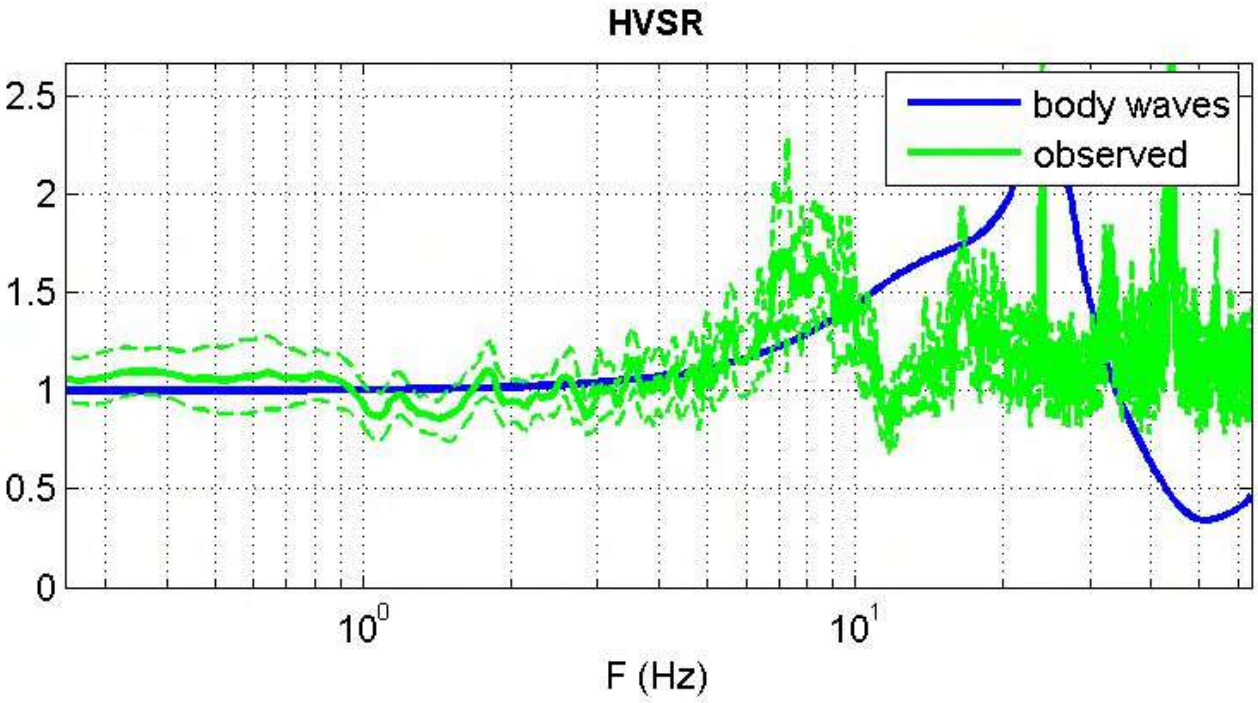
$$h = \frac{Vs}{4 f_0}$$

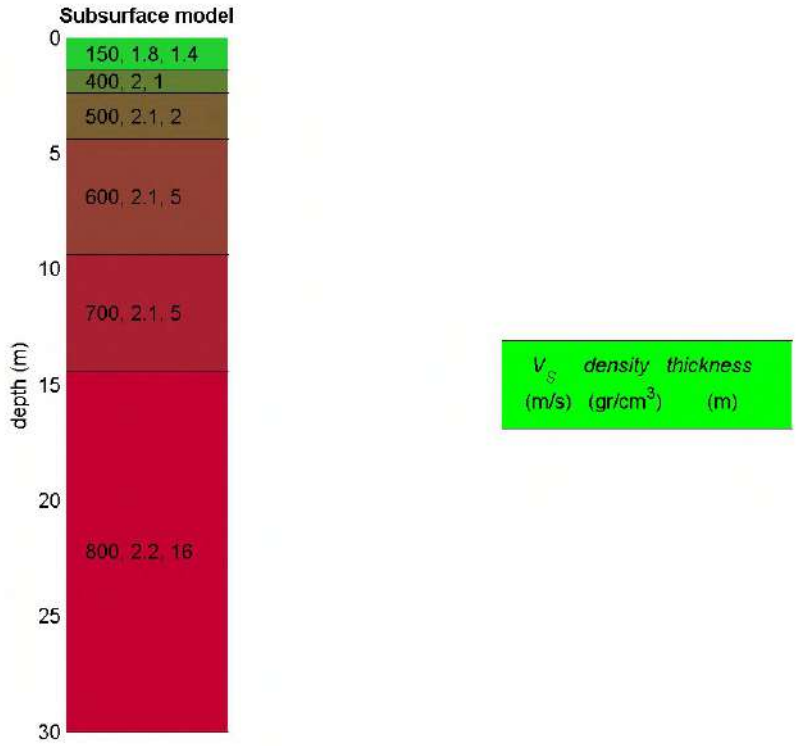
che lega frequenza di risonanza, spessore della coltre sovrastante il bedrock e velocità delle onde di taglio, utilizzando i dati emersi dagli accertamenti eseguiti nonché i dati di bibliografia disponibili è stato calcolato il profilo Vs per l'area in esame.

Una volta ipotizzata la stratigrafia del sottosuolo si è quindi cercato di modellare la curva H/V ottenuta, come di seguito evidenziato:




Vs profile & HVSR (reference depth: 0m)
depth (m)
0
5
10
15
20
25
30
100
200
300
400
500
600
700
800
V_S (m/s)


HVSR
body waves
observed
2.5
2
1.5
1
0.5
0
10^0
10^1
F (Hz)



Mean model
Vs (m/s): 150 400 500 600 700 800
Thickness (m): 1.4, 1.0, 2.0, 5.0, 5.0
Density (gr/cm3) (approximate values): 1.77 2.01 2.06 2.11 2.15 2.18
Shear modulus (MPa) (approximate values): 40 322 516 759 1051 1394
Analyzing Phase velocities
Approximate values for Vp and Poisson (please, see manual)
Vp (m/s): 312 833 1041 1249 1457 1665
Poisson: 0.35 0.35 0.35 0.35 0.35 0.35

Vs30 (m/s): 590 – **Vs,eq (m/s): 480**

Rispetto le norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018), avendo ricavato che la Vs30 è pari a 598 m/sec, la Vs,eq di 480 m/sec vista la presenza di terreno di riporto/detrito di versante compatto su livelli di roccia dapprima alterati, poi sempre più compatti lo scrivente ritiene corretto **assegnare al suolo la categoria B.**

CONSIDERAZIONI SUL RISCHIO SISMICO.

Alla luce di quanto previsto dalla vigente Normativa Regionale in materia di rischio sismico in vigore dal 19 Luglio 2017 (D.G.R. 2655 del 17/03/2017) il Comune di Pigna viene classificato in *Zona simica di tipo 3.*

Secondo le Norme Tecniche le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto degli stati limite, sia di esercizio che ultimi, si definiscono, invece, a partire dalla "pericolosità sismica di base" caratteristica del sito d'intervento. Tale pericolosità di base deriva da studi condotti a livello nazionale, è riferita a condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale ed è definita da forme spettrali determinate in funzione dell'accelerazione orizzontale massima attesa al sito (a_g), del valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (F_0) e del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (T_c^*).

L'azione sismica così individuata, subordinata esclusivamente al posizionamento del sito d'intervento (in termini di latitudine e longitudine), deve essere quindi variata in funzione delle condizioni stratigrafiche del sottosuolo e della morfologia dei luoghi al fine di caratterizzare la risposta sismica locale.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi; in alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella successiva Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, Vs. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

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

con:

hi spessore dell'i-esimo strato;

VS,i velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da VS non inferiore a 800 m/s.

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. Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite nella successiva Tab. 3.2.II:

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.

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

La forma spettrale viene così modificata in funzione della stratigrafia attraverso la determinazione del Coefficiente di Amplificazione Stratigrafica S_s e del coefficiente C_c che modifica il valore del periodo Tc corrispondente all'inizio nel tratto a velocità costante dello spetto ($T_c=C_cxT_c^*$) secondo le seguenti modalità:

Tab. 3.2.IV – *Espressioni di S_S e di C_C*

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \le 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \le 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \le 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \le 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Nel caso specifico, come emerso dagli accertamenti geognostici e geofisici effettuati, il terreno di fondazione dell'area oggetto di intervento può essere ricondotto ad una categoria di tipo B.

Per tenere conto invece delle condizioni topografiche del sito d'intervento, in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del Coefficiente di Amplificazione Topografica S_T riportato di seguito e variabile in funzione delle categorie topografiche definite e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

Tab. 3.2.V – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica* S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Per il caso in esame si ritiene opportuno l'utilizzo di un coefficiente S_T pari a 1,05 in quanto la proprietà in esame è ubicato in prossimità dell'alveo del Torrente Nervia al piede di un pendio morfologicamente riconducibile alla categoria T3.

In allegato 4 alla presente si riportano i parametri caratteristici delle azioni sismiche di progetto, per i vari stati limite, calcolati alla luce delle condizioni stratigrafiche e topografiche del sito d'intervento, della collocazione dello stesso, nonché sulla base della presunta vita nominale delle opere in progetto e dell'uso e destinazione delle stesse.

CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI INDAGATI.

Gli accertamenti geognostici hanno permesso di comprendere la stratigrafia dei luoghi e la tipologia dei livelli di terreno presenti nel sottosuolo. Spesso le caratteristiche dipendono anche dalla presenza o meno della falda.

Come già detto nel paragrafo dell'idrogeologia, è stata rilevata nel piezometro installato un livello d'acqua a 2,98 m dal piano campagna, l'acqua scorre soprattutto nel sistema di fratturazione dell'ammasso roccioso e quando intercetta la soprastante coltre tende a seguire le linee di massima pendenza lungo la discontinuità coltre/substrato lapideo.

Sulla scorta di indagini sul terreno, le elaborazioni effettuate, la bibliografia ed in relazione all'esperienza dello Scrivente su materiali analoghi

analizzati con prove di laboratorio e in situ, si ritiene che i principali parametri geotecnici da adottarsi siano i seguenti:

Coltre detritica – riporto, fino a – 3-4 m dal piano campagna:

peso di volume	γ = *1,70 t/mc*
peso di volume saturo	γs = *1,90 t/mc*
angolo di attrito	φ = *28° - 30°*
coesione	*c= 0,2 kg/cm²*

Cappellaccio alterazione – strati milonitici da -3 a – circa 6 m dal p.c.:

peso di volume	γ = *1,9 t/mc*
peso di volume saturo	γs = *2,1 t/mc*
angolo di attrito	φ = *32° - 34°*
coesione	*c= 0 kg/cm²*

depositi alluvionali sabbiosi con ciottoli:

peso di volume	γ = *2,2 t/mc*
peso di volume saturo	γs = *2,4 t/mc*
angolo di attrito	φ = *35° - 38°*
coesione	*c= 1-3 kg/cm²*

In allegato 3 sono presenti tutte le elaborazioni e i risultati delle prove SPT in foro da cui trarre ulteriori dati che il progettista delle strutture ritenesse utili per i calcoli.

Il “range” parametrale è legato alle condizioni di integrità litologica, a seconda del loro grado di alterazione fisico-chimica-meccanica, spesso legato alla circolazione idrica.

VERIFICA DI STABILITA' DEL PENDIO.

Il rilevamento di superficie e le prove ed elaborazioni fatte hanno permesso di conoscere sufficientemente l’areale in studio e di verificarne le condizioni statiche al contorno, in relazione anche al fatto che verrà ristrutturato un importante comprensorio turistico.

Per la realizzazione della ristrutturazione in progetto è previsto uno

scavo importante (altezza di circa 14 m), tale sbancamento sarà oggetto di studio da parte dello strutturista, con probabile realizzazione di berlinese per poter lavorare in assoluta tranquillità.

Per evidenziare le condizioni estreme (Stato di scavo), è stata fatto un calcolo mettendo la falda al piano campagna e il fronte verticale non contenuto da nessun tipo di opera.

Inoltre è stato anche realizzato un calcolo nelle condizioni “finali”, ma inserendo un muro al posto dei pali per verificare lo stato di equilibrio di superfici passanti alla base del fronte (se avessimo messo dei pali non sarebbe stato possibile).

Nei calcoli, per diminuire la resistenza del materiale, si è tenuto conto dei coefficienti parziali dello SLU (stato limite ultimo) così come indicato nella vigente normativa.

Per quanto concerne la caratterizzazione dal punto di vista sismico si è fatto riferimento a quanto già esposto nel capitolo “considerazioni sl rischio sismico” precedente relazione, utilizzando i dati dello stato limite di salvaguardia della vita **(SLV)**.

Il software utilizzato è stato Slope della GeoStru, nella fattispecie si è applicato il “Metodo di Morgenstern & Price”.

I risultati in dettaglio, sulle analisi effettuate sulla sezione più rappresentativa del pendio, sono riportati nelle relazioni di calcolo (All. 5).

La falda è stata inserita nelle condizioni critiche al piano campagna.

La **stabilità del fronte di scavo**, con taglio a 90° e senza opere di protezione nemmeno provvisionali, ha dato il risultato di **Fs=0,76**, quindi dovranno essere operati degli accorgimenti durante le fasi di scavo per evitare dissesti, operando a campione o dando un angolo più “dolce” alla scarpata di monte.

Nello **stato di progetto** con l’inserimento del contenimento, anche se come detto l’opera di stabilizzazione è solo indicativa (la definitiva sarà scelta come tipologia e dimensionamento dallo strutturista), il calcolo ha prodotto un coefficiente di sicurezza minimo pari a **Fs=2,54.**

Pertanto è prescrittivo prestare la massima attenzione nell'esecuzione dello scavo, scegliendo tipologie costruttive che permettano di lavorare in sicurezza e di non destabilizzare la parte soprastante di versante. Come è evidente la parte di scavo instabile è solo quella superficiale, non si può comunque escludere che anche il fronte in roccia sia soggetto a scivolamenti o ribaltamenti di cunei o porzioni lapidee.

PIANO DI BACINO.

Dal punto di vista dei Piani di Bacino, l'area è soggetta alla pianificazione Ambito 2 – Torrente Nervia (anche se è al limite tra le carte di quest'ambito e di quello dell'Ambito 1 Fiume Roja), in particolare l'areale è:

- fuori dalle fasce fluviali del Torrente Nervia, se si esclude la strada di accesso che comunque è oggetto di interventi idraulici di adeguamento (in particolare tale settore è caratterizzato da fasce b e c) (All. 6);
- zona Pg1-Pg2 nella carta della "suscettività al dissesto di versante": "***aree, in cui sono presenti elementi geomorfologici e di uso del suolo caratterizzati da una BASSA e MEDIA incidenza sulla instabilità"***, solo un piccolissimo tratto della strada di accesso è caratterizzata da una zona Pg3b (All. 7);
- zona Rg0-Rg1-Rg2 nella carta del rischio geomorfologico – Rischio da lieve a medio (All. 8).

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.

Visto quanto emerso dal rilevamento effettuato, dagli accertamenti effettuati e degli strumenti normativi considerati, si ritiene di poter affermare **la fattibilità dell'intervento** oggetto della presente relazione.

Il lotto di terreno è già ampliamente edificato e rispetto alla situazione attuale non sono previste nuove superfici impermeabilizzate.

Sono previsti adeguamenti delle tombinature presenti che verranno realizzate secondo quanto autorizzato dagli Uffici Regionali preposti. Una parte dell'intervento previsto lungo la strada d'accesso ricade in area Pg3b, ma essendo un lotto già edificato non ha bisogno di ulteriori passaggi autorizzativi da parte dell'Ufficio Difesa del Suolo della Regione.

Sarà molto importante approntare una diffusa stabilizzazione della porzione di versante a monte dell'area di intervento, installando barriere paramassi e opere che prevengano debris flow nelle incisioni presenti.

Le prescrizioni che seguono devono essere rigorosamente rispettate in fase esecutiva a garanzia sia della stabilità delle opere in progetto sia dell'area su cui insisteranno.

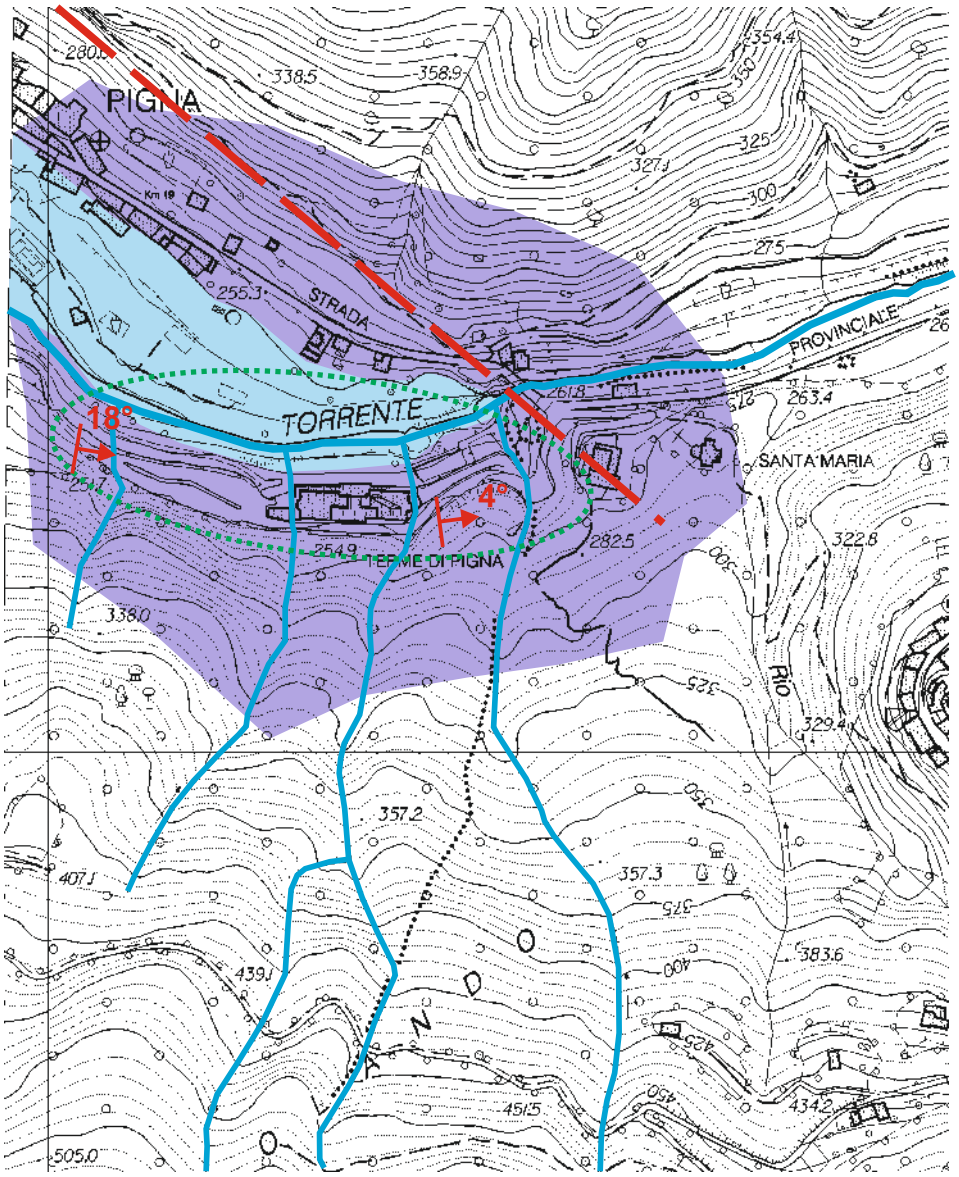
- Gli scavi per la realizzazione del progetto (nuova area SPA, piscine etc) dovranno effettuarsi: in periodi non piovosi (preferibilmente primavera / inizio estate), mai in concomitanza di pioggia, operando cautamente ad evitare che possano instaurarsi dissesti all'intorno del progetto.
- E' consigliabile realizzare una berlinese opportunamente intirantata per l'approfondimento dello sbancamento in modo da operare in sicurezza. Nella fase di scavo andranno opportunamente individuate le venute d'acqua intercettate e smaltite a valle dello scavo.
- Le nuove fondazioni andranno opportunamente intestate ai livelli di substrato roccioso.

- Le tipologie costruttive delle fondazioni andranno comunque pensate in relazione alle caratteristiche geotecniche dei terreni e alla presenza della falda a ridotta soggiacenza dal piano campagna, attualmente circa 3 m dal p.c. (piezometro S2).
- Tutto il materiale di sterro andrà condotto in discarica autorizzata o essere riutilizzato secondo le procedure prescritte dal D.P.R 120/2017.
- Dovrà essere operata una puntiforme regolamentazione idrologica di superficie all'intorno dell'areale interessato, provvedendo alla corretta costipazione e livellatura del terreno, conferendogli adeguata pendenza verso i sistemi di captazione e smaltimento già presenti in loco.

Geologo Massimo Spano

Ventimiglia, lì 09 agosto 2022





Depositi alluvionali attuali - alveo Torrente Nervia

Substrato affiorante o subaffiorante

44° Giacitura piani di strato

Traccia faglia trascorrente destraTaggia-Saorge

Corsi d'acqua e principali incisioni di versante

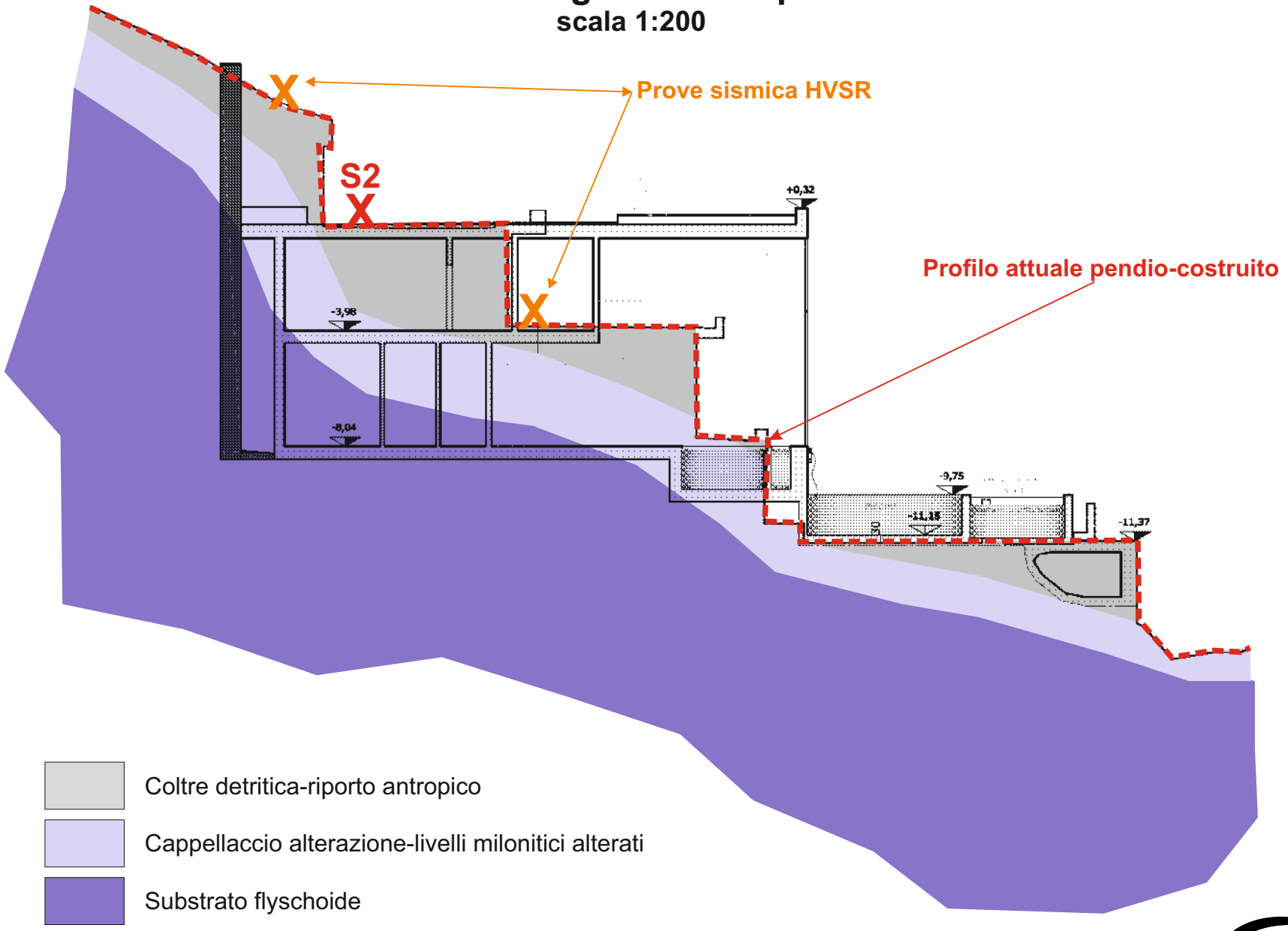
Area in studio oggetto di intervento

Scala 1 : 5000

All. 1

Sezione stratigrafica interpretativa

scala 1:200



All. 2

ALLEGATO 3

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA S1

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm²)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.45	Terzaghi-Peck	0.68
Strato (2) Strato	24.00	1.45-2.45	Terzaghi-Peck	1.62
Strato (3) Strato	18.00	2.45-3.45	Terzaghi-Peck	1.22
Strato (4) Strato	14.00	3.45-4.45	Terzaghi-Peck	0.95

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm²)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.45	Robertson (1983)	20.00
Strato (2) Strato	24.00	1.45-2.45	Robertson (1983)	48.00
Strato (3) Strato	18.00	2.45-3.45	Robertson (1983)	36.00
Strato (4) Strato	14.00	3.45-4.45	Robertson (1983)	28.00

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm²)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.45	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	103.79
Strato (2) Strato	24.00	1.45-2.45	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	246.58
Strato (3) Strato	18.00	2.45-3.45	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	185.38
Strato (4) Strato	14.00	3.45-4.45	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	144.58

Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm²)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.45	Apollonia	100.00
Strato (2) Strato	24.00	1.45-2.45	Apollonia	240.00
Strato (3) Strato	18.00	2.45-3.45	Apollonia	180.00
Strato (4) Strato	14.00	3.45-4.45	Apollonia	140.00

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.45	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE
Strato (2) Strato	24.00	1.45-2.45	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
Strato (3) Strato	18.00	2.45-3.45	A.G.I. (1977)	MOLTO CONSISTENTE
Strato (4) Strato	14.00	3.45-4.45	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE

Peso unita' di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unita' di volume (t/m³)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.45	Meyerhof	1.97
Strato (2) Strato	24.00	1.45-2.45	Meyerhof	2.11
Strato (3) Strato	18.00	2.45-3.45	Meyerhof	2.09
Strato (4) Strato	14.00	3.45-4.45	Meyerhof	2.05

Peso unita' di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unita' di volume saturo (t/m³)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.45	Meyerhof	2.17
Strato (2) Strato	24.00	1.45-2.45	Meyerhof	2.20
Strato (3) Strato	18.00	2.45-3.45	Meyerhof	2.30
Strato (4)	14.00	3.45-4.45	Meyerhof	2.25

Strato				

Velocita' onde di taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Velocita' onde di taglio (m/s)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.45	Ohta & Goto (1978) Argille limose e argille di bassa plasticità	95.76
Strato (2) Strato	24.00	1.45-2.45	Ohta & Goto (1978) Argille limose e argille di bassa plasticità	134.86
Strato (3) Strato	18.00	2.45-3.45	Ohta & Goto (1978) Argille limose e argille di bassa plasticità	138.98
Strato (4) Strato	14.00	3.45-4.45	Ohta & Goto (1978) Argille limose e argille di bassa plasticità	140.78

TERRENI INCOERENTI

Densita' relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densita' relativa (%)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.45	10.00	Meyerhof 1957	66.74
Strato (2) Strato	24.00	1.45-2.45	24.00	Meyerhof 1957	93.91
Strato (3) Strato	18.00	2.45-3.45	18.00	Meyerhof 1957	75.03
Strato (4) Strato	14.00	3.45-4.45	14.00	Meyerhof 1957	61.93

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.45	N1,60=12.75	Wolff (1989)|N160	30.84
Strato (2) Strato	24.00	1.45-2.45	N1,60=25.54	Wolff (1989)|N160	34.42
Strato (3) Strato	18.00	2.45-3.45	N1,60=16.07	Wolff (1989)|N160	31.78
Strato (4) Strato	14.00	3.45-4.45	N1,60=11	Wolff (1989)|N160	30.34

Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm²)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.45	10.00	Bowles (1982) Sabbia Media	---
Strato (2) Strato	24.00	1.45-2.45	24.00	Bowles (1982) Sabbia Media	195.00
Strato (3) Strato	18.00	2.45-3.45	18.00	Bowles (1982) Sabbia Media	165.00
Strato (4) Strato	14.00	3.45-4.45	14.00	Bowles (1982) Sabbia Media	145.00

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm²)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.45	10.00	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	48.00
Strato (2) Strato	24.00	1.45-2.45	24.00	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	76.76
Strato (3) Strato	18.00	2.45-3.45	18.00	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	64.44
Strato (4) Strato	14.00	3.45-4.45	14.00	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	56.22

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.45	10.00	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (2) Strato	24.00	1.45-2.45	24.00	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato (3) Strato	18.00	2.45-3.45	18.00	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO
Strato (4) Strato	14.00	3.45-4.45	14.00	Classificazione A.G.I	MODERATAMENTE ADDENSATO

Peso unita' di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unita' di Volume (t/m³)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.45	10.00	Terzaghi-Peck 1948	1.48
Strato (2) Strato	24.00	1.45-2.45	24.00	Terzaghi-Peck 1948	1.64
Strato (3) Strato	18.00	2.45-3.45	18.00	Terzaghi-Peck 1948	1.57
Strato (4) Strato	14.00	3.45-4.45	14.00	Terzaghi-Peck 1948	1.53

Peso unita' di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unita' Volume Saturo (t/m³)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.45	10.00	Terzaghi-Peck 1948	1.92
Strato (2) Strato	24.00	1.45-2.45	24.00	Terzaghi-Peck 1948	2.02
Strato (3) Strato	18.00	2.45-3.45	18.00	Terzaghi-Peck 1948	1.98
Strato (4) Strato	14.00	3.45-4.45	14.00	Terzaghi-Peck 1948	1.95

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.45	10.00	(A.G.I.)	0.33
Strato (2) Strato	24.00	1.45-2.45	24.00	(A.G.I.)	0.31
Strato (3) Strato	18.00	2.45-3.45	18.00	(A.G.I.)	0.32
Strato (4) Strato	14.00	3.45-4.45	14.00	(A.G.I.)	0.33

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	G (Kg/cm²)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.45	10.00	Ohsaki (Sabbie pulite)	566.13
Strato (2) Strato	24.00	1.45-2.45	24.00	Ohsaki (Sabbie pulite)	1289.18
Strato (3) Strato	18.00	2.45-3.45	18.00	Ohsaki (Sabbie pulite)	983.72
Strato (4)	14.00	3.45-4.45	14.00	Ohsaki (Sabbie	776.74

Strato				pulite)	

Velocita' onde di taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Velocita' onde di taglio (m/s)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.45	10.00	Ohta & Goto (1978) Limi	95.76
Strato (2) Strato	24.00	1.45-2.45	24.00	Ohta & Goto (1978) Limi	134.86
Strato (3) Strato	18.00	2.45-3.45	18.00	Ohta & Goto (1978) Limi	138.98
Strato (4) Strato	14.00	3.45-4.45	14.00	Ohta & Goto (1978) Limi	140.78

Liquefazione

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Fs liquefazione
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.45	10.00	Seed e Idriss (1971)	--
Strato (2) Strato	24.00	1.45-2.45	24.00	Seed e Idriss (1971)	--
Strato (3) Strato	18.00	2.45-3.45	18.00	Seed e Idriss (1971)	--
Strato (4) Strato	14.00	3.45-4.45	14.00	Seed e Idriss (1971)	--

Coefficiente spinta a Riposo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	K0
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.45	10.00	Navfac 1971-1982	2.10
Strato (2) Strato	24.00	1.45-2.45	24.00	Navfac 1971-1982	4.72
Strato (3) Strato	18.00	2.45-3.45	18.00	Navfac 1971-1982	3.69
Strato (4) Strato	14.00	3.45-4.45	14.00	Navfac 1971-1982	2.93

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Qc (Kg/cm²)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.45	10.00	Robertson 1983	20.00
Strato (2) Strato	24.00	1.45-2.45	24.00	Robertson 1983	48.00
Strato (3) Strato	18.00	2.45-3.45	18.00	Robertson 1983	36.00
Strato (4) Strato	14.00	3.45-4.45	14.00	Robertson 1983	28.00

STIMA PARAMETRI GEOTECNICI PROVA S2

TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm²)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.95	Terzaghi-Peck	0.68
Strato (2) Strato	75.00	1.95-2.85	Terzaghi-Peck	5.06

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm²)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.95	Robertson (1983)	20.00
Strato (2) Strato	75.00	1.95-2.85	Robertson (1983)	150.00

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm²)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.95	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	103.79
Strato (2) Strato	75.00	1.95-2.85	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	766.75

Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm²)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.95	Apollonia	100.00
Strato (2)	75.00	1.95-2.85	Apollonia	750.00

Strato				

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.95	A.G.I. (1977)	CONSISTENTE
Strato (2) Strato	75.00	1.95-2.85	A.G.I. (1977)	ESTREM. CONSISTENTE

Peso unita' di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unita' di volume (t/m^3)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.95	Meyerhof	1.97
Strato (2) Strato	75.00	1.95-2.85	Meyerhof	2.50

Peso unita' di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unita' di volume saturo (t/m^3)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.95	Meyerhof	2.17
Strato (2) Strato	75.00	1.95-2.85	Meyerhof	2.50

Velocita' onde di taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Velocita' onde di taglio (m/s)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.95	Ohta & Goto (1978) Argille limose e argille di bassa plasticità	101.39
Strato (2) Strato	75.00	1.95-2.85	Ohta & Goto (1978) Argille limose e argille di bassa plasticità	170.96

TERRENI INCOERENTI

Densita' relativa

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Densita' relativa (%)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.95	10.00	Meyerhof 1957	63.9
Strato (2) Strato	75.00	1.95-2.85	75.00	Meyerhof 1957	100

Angolo di resistenza al taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Angolo d'attrito (°)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.95	N1,60=12.1	Wolff (1989)|N160	30.65
Strato (2) Strato	75.00	1.95-2.85	N1,60=72.07	Wolff (1989)|N160	45.97

Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo di Young (Kg/cm²)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.95	10.00	Bowles (1982) Sabbia Media	---
Strato (2) Strato	75.00	1.95-2.85	75.00	Bowles (1982) Sabbia Media	450.00

Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Modulo Edometrico (Kg/cm²)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.95	10.00	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	48.00
Strato (2) Strato	75.00	1.95-2.85	75.00	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	181.52

Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Classificazione AGI
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.95	10.00	Classificazione A.G.I	POCO ADDENSATO
Strato (2) Strato	75.00	1.95-2.85	75.00	Classificazione A.G.I	MOLTO ADDENSATO

Peso unita' di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unita' di Volume (t/m³)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.95	10.00	Terzaghi-Peck 1948	1.48
Strato (2) Strato	75.00	1.95-2.85	75.00	Terzaghi-Peck 1948	1.95

Peso unita' di volume saturo

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Peso Unita' Volume Saturo (t/m³)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.95	10.00	Terzaghi-Peck 1948	1.92
Strato (2) Strato	75.00	1.95-2.85	75.00	Terzaghi-Peck 1948	2.21

Modulo di Poisson

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Poisson
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.95	10.00	(A.G.I.)	0.33
Strato (2) Strato	75.00	1.95-2.85	75.00	(A.G.I.)	0.2

Modulo di deformazione a taglio dinamico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	G (Kg/cm²)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.95	10.00	Ohsaki (Sabbie pulite)	566.13
Strato (2) Strato	75.00	1.95-2.85	75.00	Ohsaki (Sabbie pulite)	3762.45

Velocita' onde di taglio

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Velocita' onde di taglio (m/s)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.95	10.00	Ohta & Goto (1978) Limi	101.39
Strato (2) Strato	75.00	1.95-2.85	75.00	Ohta & Goto (1978) Limi	170.96

Coefficiente spinta a Riposo

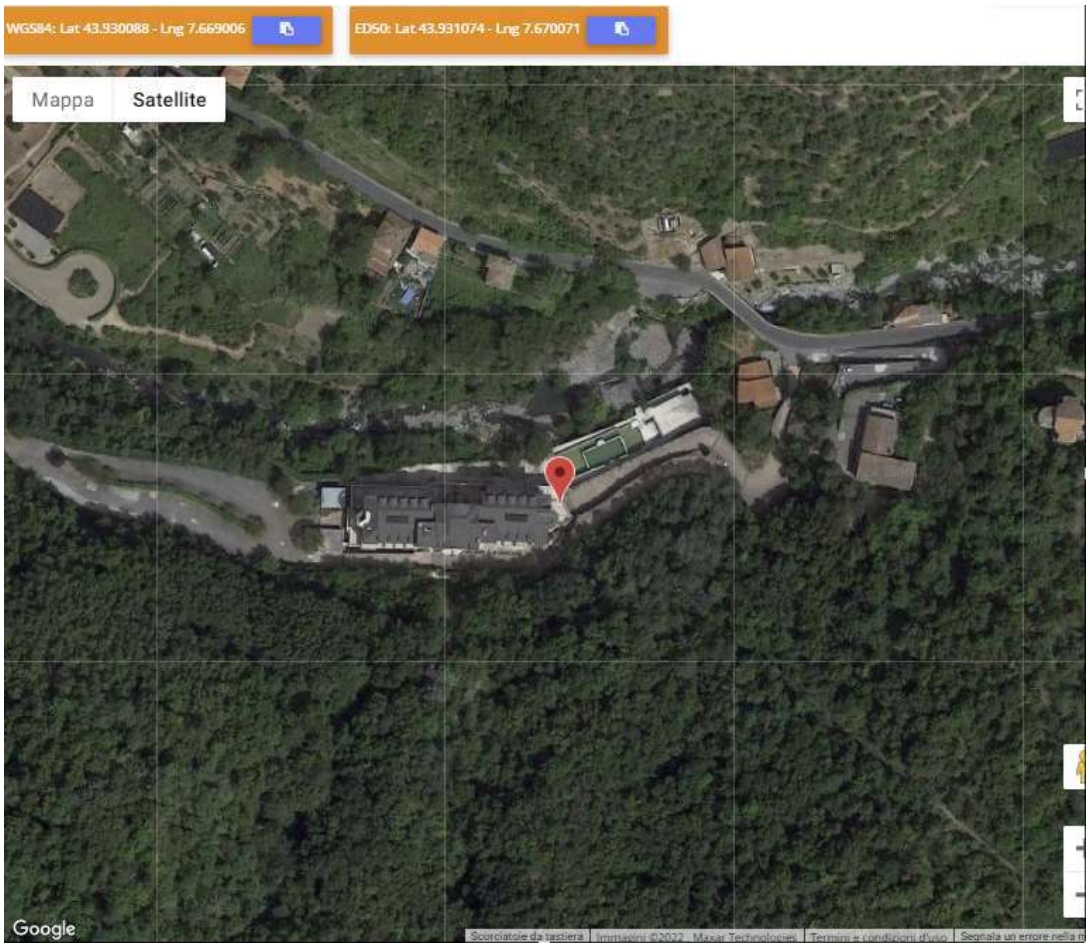
Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	K0
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.95	10.00	Navfac 1971-1982	2.10
Strato (2) Strato	75.00	1.95-2.85	75.00	Navfac 1971-1982	11.93

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	N. Calcolo	Correlazione	Qc (Kg/cm²)
Strato (1) Strato	10.00	0.00-1.95	10.00	Robertson 1983	20.00
Strato (2) Strato	75.00	1.95-2.85	75.00	Robertson 1983	150.00

ALLEGATO 4

CARATTERISTICHE SISMICHE DEL LUOGO



Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Opere di sostegno NTC 2018

Sito in esame.

latitudine:	43,931074
longitudine:	7,670071
Classe:	3
Vita nominale:	75

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 18675	Lat: 43,9405	Lon: 7,6550	Distanza: 1595,439
Sito 2	ID: 18676	Lat: 43,9439	Lon: 7,7242	Distanza: 4563,018
Sito 3	ID: 18898	Lat: 43,8940	Lon: 7,7289	Distanza: 6261,375
Sito 4	ID: 18897	Lat: 43,8906	Lon: 7,6598	Distanza: 4573,601

Parametri sismici

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T3
Periodo di riferimento:	112,5anni
Coefficiente cu:	1,5

Operatività (SLO):
Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 68 [anni]
ag: 0,055 g
Fo: 2,582
Tc*: 0,230 [s]
Danno (SLD):
Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 113 [anni]
ag: 0,077 g
Fo: 2,480
Tc*: 0,253 [s]
Salvaguardia della vita (SLV):
Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 1068 [anni]
ag: 0,221 g
Fo: 2,483
Tc*: 0,311 [s]
Prevenzione dal collasso (SLC):
Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 2193 [anni]
ag: 0,292 g
Fo: 2,500
Tc*: 0,325 [s]
Coefficienti Sismici Opere di sostegno NTC 2018
SLO:
Ss: 1,200
Cc: 1,480
St: 1,050
Kh: 0,000
Kv: 0,000
Amax: 0,680
Beta: 0,000
SLD:
Ss: 1,200
Cc: 1,450
St: 1,050
Kh: 0,046
Kv: 0,023
Amax: 0,956
Beta: 0,470
SLV:
Ss: 1,180
Cc: 1,390
St: 1,050
Kh: 0,104
Kv: 0,052
Amax: 2,684
Beta: 0,380
SLC:
Ss: 1,110
Cc: 1,380
St: 1,050
Kh: 0,000
Kv: 0,000
Amax: 3,336
Beta: 0,000

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50

ALLEGATO 5

Relazione di calcolo

Definizione
Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

Introduzione all'analisi di stabilità
La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.
Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

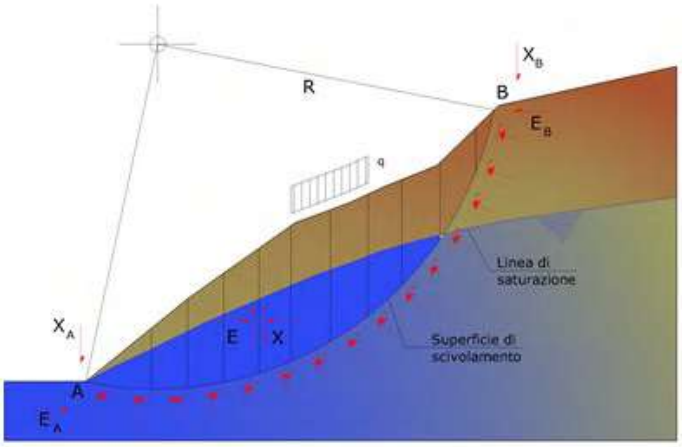
1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (j), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.

2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

Metodo equilibrio limite (LEM)
Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (t) e confrontate con la resistenza disponibile (t_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.). Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Metodo dei conci
La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di conci. Se il numero dei conci è pari a n, il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_i agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_i;
- (n-1) forze normali E_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- (n-1) forze tangenziali X_i agenti sull'interfaccia dei conci;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_i;
- (n-1) valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_i;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F.

Complessivamente le incognite sono (6n-2).
Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti n;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n;
- equazioni relative al criterio di rottura n.

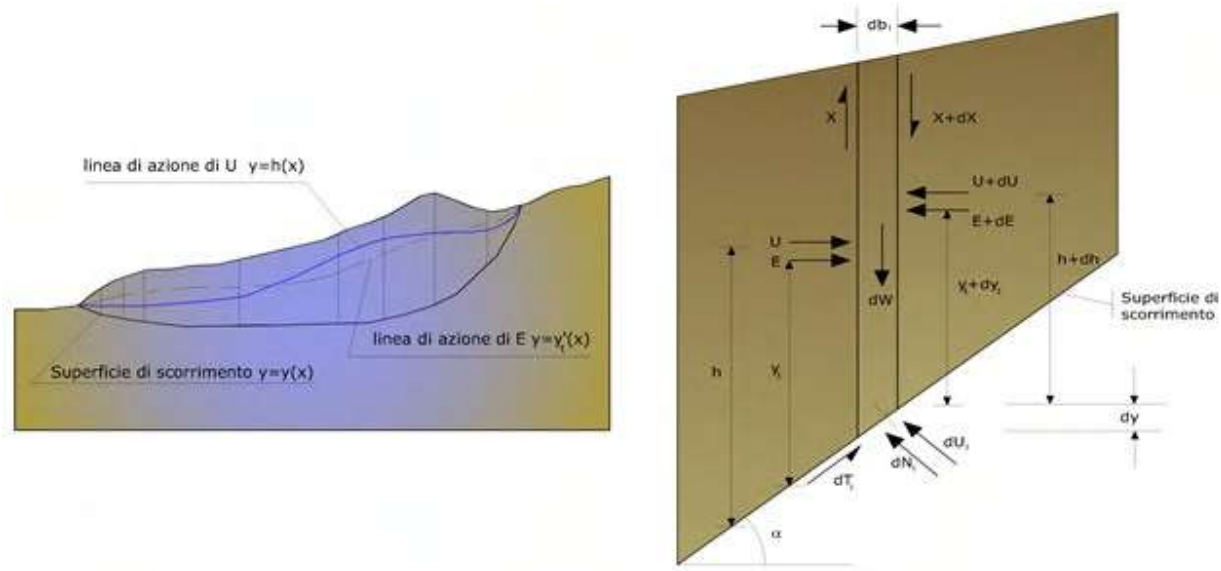
Totale numero di equazioni 4n.
Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a (n-2) in quanto si fa l'assunzione che N_i sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.
I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le (n-2) indeterminazioni.

Metodo di Morgenstern e Price (1965)
Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e f(x), funzione della posizione di E e di X, definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione f(x) è scelta arbitrariamente (costante, sinusoide, semisinusoide, trapezia, spezzata…) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.
La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E, X, il coefficiente di sicurezza F_S, il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU.
Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + tg\varphi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - tg\alpha \frac{dE}{dx} - \sec\alpha \frac{dU}{dx} \right) = \\ = \frac{dE}{dx} - tg\alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$



Azioni sul concio i-esimo secondo le ipotesi di Morgenster e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Una seconda equazione, detta "equazione dei momenti", viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

$$X = \frac{d\left(E_\gamma\right)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento.
Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

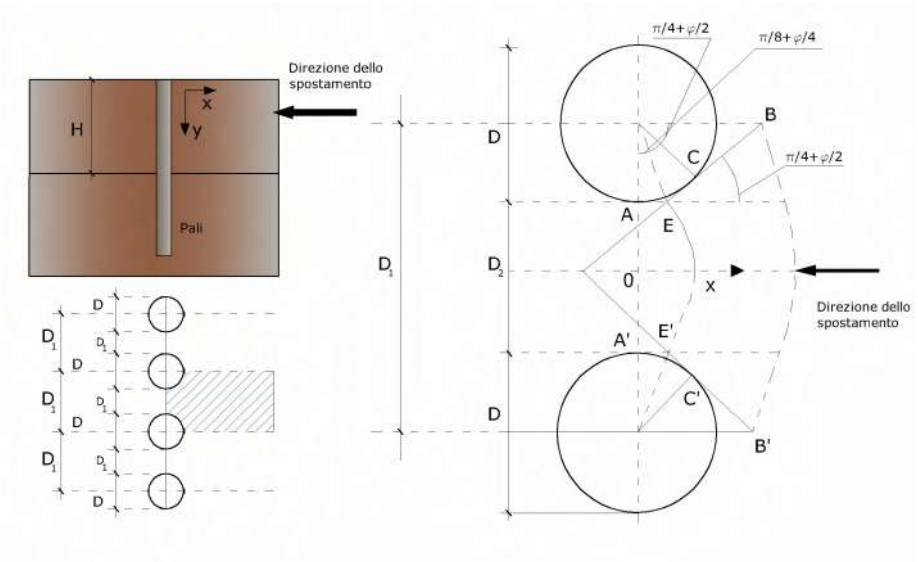
Ricerca della superficie di scorrimento critica
In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.
Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia m´n e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali
La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato in relazione alle ipotetiche superfici di rottura che responsabilmente possono essere assunte come quelle più probabili. In ogni caso si opera considerando una massa di terreno in movimento su un ammasso stabile sul quale attestare, per una certa lunghezza, l'allineamento di pali.
Il terreno, nelle due zone, ha una influenza diversa sull'elemento monoassiale (palo): di tipo sollecitativi nella parte superiore (palo passivo – terreno attivo) e di tipo resistivo nella zona sottostante (palo attivo – terreno passivo). Da questa interferenza, fra "sbarramento" e massa in movimento, scaturiscono le azioni stabilizzanti che devono perseguire le seguenti finalità:

1. conferire al pendio un coefficiente di sicurezza maggiore di quello posseduto;
2. essere assorbite dal manufatto garantendone l'integrità (le tensioni interne, derivanti dalle sollecitazioni massime trasmesse sulle varie sezioni del singolo palo, devono risultare inferiori a quelle ammissibili del materiale) e risultare inferiori al carico limite sopportabile dal terreno, calcolato, lateralmente considerando l'interazione (palo–terreno).

Carico limite relativo all'interazione fra i pali ed il terreno laterale

Nei vari tipi di terreno che non hanno un comportamento omogeneo, le deformazioni in corrispondenza della zona di contatto non sono legate fra di loro. Quindi, non potendo associare al materiale un modello di comportamento perfettamente elastico (ipotesi che potrebbe essere assunta per i materiali lapidei poco fratturati), generalmente si procede imponendo che il movimento di massa sia nello stato iniziale e che il terreno in adiacenza ai pali sia nella fase massima consentita di plasticizzazione, oltre la quale si potrebbe verificare l'effetto indesiderato che il materiale possa defluire, attraverso la cortina di pali, nello spazio intercorrente fra un elemento e l'altro.



Imponendo inoltre che il carico assorbito dal terreno sia uguale a quello associato alla condizione limite ipotizzata e che fra due pali consecutivi, a seguito della spinta attiva, si instauri una sorta di effetto arco, gli autori T. Ito e T. Matsui (1975) hanno ricavato la relazione che permette di determinare il carico limite. A questa si è pervenuto facendo riferimento allo schema statico, disegnato nella figura precedente e alle ipotesi anzidette, che schematicamente si ribadiscono.

- Sotto l'azione della spinte attiva del terreno si formano due superfici di scorrimento localizzate in corrispondenza delle linee AEB ed A'E'B;
- Le direzioni EB ed E'B' formano con l'asse x rispettivamente angoli +(45 + φ/2) e –(45 + φ/2);
- Il volume di terreno, compreso nella zona delimitata dai vertici AEBB'E'A' ha un comportamento plastico, e quindi è consentita l'applicazione del criterio di rottura di Mohr-coulomb;
- La pressione attiva del terreno agisce sul piano A-A';
- I pali sono dotati di elevata rigidezza a flessione e taglio.

Detta espressione, riferita alla generica profondità Z, relativamente ad un spessore di terreno unitario, è la seguente:

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{k1} \left[1/\left(N_\varphi \text{tag}\varphi\right)\left(e^{k2} - 2\left(N_\varphi\right)^{1/2} \text{tag}\varphi - 1 \right) + K3 \right] - C\left[D_1 \cdot K_3 - D_2/\left(N_\varphi\right)^{1/2} \right] + \gamma Z / N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k1} \cdot e^{k2} - D_2 \right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:
C = coesione terreno;
φ = angolo di attrito terreno;
γ = peso specifico terreno;
D_1 = interasse tra i pali;
D_2 = spazio libero fra due pali consecutivi;
$N_\varphi = \text{tag}^2(\pi/4 + \varphi/2)$

$$K_1 = \left(N_\varphi\right)^{1/2} \text{tag}\varphi + N_\varphi - 1$$

$$K_2 = \left(D_1 - D_2\right)/D_2 \cdot N_\varphi \text{tag}\left(\pi/8 + \varphi/4\right)$$

$$K_3 = \left[2\text{tag}\varphi + 2\left(N_\varphi\right)^{1/2} + 1/\left(N_\varphi\right)^{1/2} \right] / \left[\left(N_\varphi\right)^{1/2} \text{tag}\varphi + N_\varphi - 1 \right]$$

La forza totale, relativamente ad uno strato di terreno in movimento di spessore H, è stata ottenuta integrando l'espressione precedente.

In presenza di terreni granulari (condizione drenata), nei quali si può assumere c = 0, l'espressione diventa:

$$P = 1/2\,\gamma \cdot H^2 / N_\varphi \left[D_1 (D_1/D_2)^{k1} \cdot e^{k2} - D_2 \right]$$

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con $\varphi = 0$ e $C \neq 0$, si ha:

$$P(z) = C\left[D_1\left(3\ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \operatorname{tag} \pi/8\right) - 2(D_1 - D_2)\right] + \gamma \cdot Z(D_1 - D_2)$$

$$P = \int_0^H P(Z)\,dZ$$

$$P = C \cdot H\left[D_1\left(3\ln(D_1/D_2) + (D_1 - D_2)/D_2 \operatorname{tag} \pi/8\right) - 2(D_1 - D_2)\right] + 1/2\,\gamma H^2 (D_1 - D_2)$$

Il dimensionamento della cortina di pali, che come già detto deve conferire al pendio un incremento del coefficiente di sicurezza e garantire l'integrità del meccanismo palo-terreno, è abbastanza problematica. Infatti tenuto conto della complessità dell'espressione del carico P, influenzata da diversi fattori legati sia alle caratteristiche meccaniche del terreno sia alla geometria del manufatto, non è facile con una sola elaborazione pervenire alla soluzione ottimale. Per raggiungere lo scopo è necessario pertanto eseguire diversi tentativi finalizzati:

- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali (D2/D1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti ($D_2 = 0$ $P \rightarrow \infty$ e $D_2 = D_1$ $P \rightarrow$ valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;
- A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;
- Ad adottare il tipo di vincolo più idoneo che consente di ottenere una distribuzione più regolare delle sollecitazioni; sperimentalmente è stato constatato che quello che assolve, in maniera più soddisfacente, allo scopo è il vincolo che impedisce le rotazioni alla testa del palo.

Metodo del carico limite di Broms

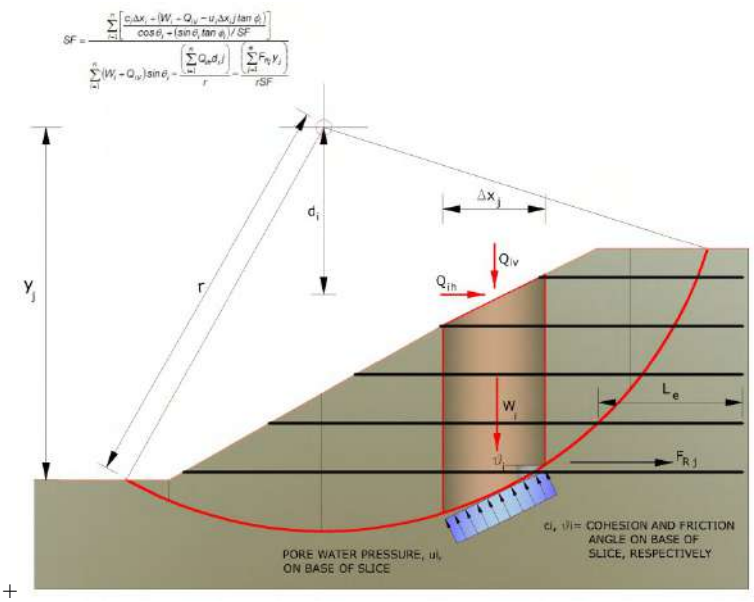
Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all'asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale.

Il problema di calcolo del carico limite orizzontale è stato affrontato da Broms sia per il mezzo puramente coesivo che per il mezzo incoerente, il metodo di calcolo seguito è basato su alcune ipotesi semplificative per quanto attiene alla reazione esercitata dal terreno per unità di lunghezza di palo in condizioni limite e porta in conto anche la resistenza a rottura del palo (Momento di plasticizzazione).

Elemento Rinforzo

I Rinforzi sono degli elementi orizzontali, la loro messa in opera conferisce al terreno un incremento della resistenza allo scorrimento .

Se l'elemento di rinforzo interseca la superficie di scorrimento, la forza resistente sviluppata dall'elemento entra nell'equazione di equilibrio del singolo concio, in caso contrario l'elemento di rinforzo non ne influenza la stabilità.



Le verifiche di natura interna hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell'ammasso rinforzato, quelle calcolate sono la verifica a rottura dell'elemento di rinforzo per trazione e la verifica a sfilamento (Pullout). Il parametro che fornisce la resistenza a trazione del rinforzo, T_{Allow}, si calcola dalla resistenza nominale del materiale con cui è realizzato il rinforzo ridotto da opportuni coefficienti che tengono conto dell'aggressività del terreno, danneggiamento per effetto creep e danneggiamento per installazione.
L' altro parametro è la resistenza a sfilamento (Pullout) che viene calcolata attraverso la seguente relazione:

$$T_{Pullout} = 2 \cdot Le \cdot \sigma'_v \cdot f_b \cdot \tan(\delta)$$

Per geosintetico a maglie chiuse:

$$f_b = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\varphi)}$$

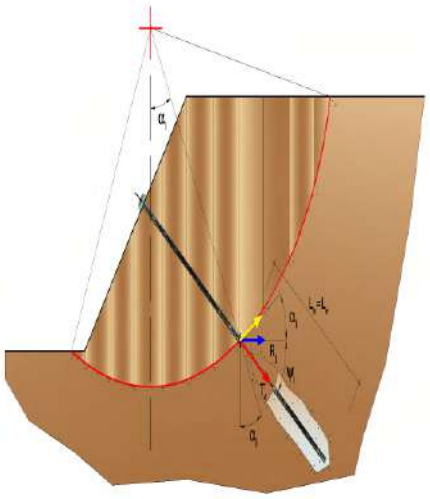
dove:
d Rappresenta l'angolo di attrito tra terreno e rinforzo;
$T_{Pullout}$ Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;
L_e Lunghezza di ancoraggio del rinforzo all'interno della parte stabile;
f_b Coefficiente di Pullout;
σ'_v Tensione verticale, calcolata alla profondità media del tratto di rinforzo ancorato al terreno.

Ai fini della verifica si sceglie il valore minimo tra T_{Allow} e $T_{Pullout}$, la verifica interna verrà soddisfatta se la forza trasmessa dal rinforzo generata a tergo del tratto rinforzato non supera il valore della T'.

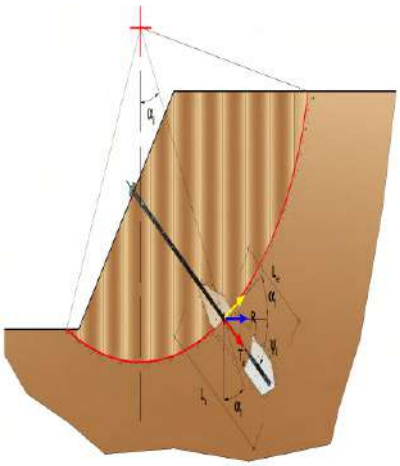
Ancoraggi
Gli ancoraggi, tiranti o chiodi, sono degli elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione in virtù di un'adeguata connessione al terreno.
Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

- testata: indica l'insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- fondazione: indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

Il tratto compreso tra la testata e la fondazione prende il nome di parte libera, mentre la fondazione (o bulbo) viene realizzata iniettando nel terreno, per un tratto terminale, tramite valvole a perdere, la malta, in genere cementizia. L'anima dell'ancoraggio è costituita da un'armatura, realizzata con barre, fili o trefoli.
Il tirante interviene nella stabilità in misura maggiore o minore efficacia a seconda se sarà totalmente o parzialmente (caso in cui è intercettato dalla superficie di scorrimento) ancorato alla parte stabile del terreno.



Bulbo completamente ancorato



Bulbo parzialmente ancorato

Le relazioni che esprimono la misura di sicurezza lungo una ipotetica superficie di scorrimento si modificheranno in presenza di ancoraggi (tirante attivo, passivo e chiodi) nel modo seguente:

- per i tiranti di tipo attivo, la loro resistenza si detrae dalle azioni (denominatore);

$$Fs = \frac{R_d}{E_d - \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos\alpha_i}}$$

- per tiranti di tipo passivo e per i chiodi, il loro contributo si somma alle resistenze (numeratore)

$$Fs = \frac{R_d + \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos\alpha_i}}{E_d}$$

Con R_j si indica la resistenza dell'ancoraggio e viene calcolata dalla seguente espressione:

$$R_j = T_d \cdot \cos\Psi_i \cdot \left(\frac{1}{i}\right) \cdot \left(\frac{L_e}{L_a}\right)$$

dove:

T_d	tiro esercizio;
Y_i	inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;
i	interasse;
Le	lunghezza efficace;
La	lunghezza d'ancoraggio.

I due indici (i, j) riportati in sommatoria rappresentano rispettivamente l'i-esimo concio e il j-esimo ancoraggio intercettato dalla superficie di scorrimento dell'i-esimo concio.

ANALISI DI STABILITA' FRONTE DI SCAVO

Analisi di stabilità dei pendii con : MORGENSTERN-PRICE (1965)

Lat./Long.	43.930088/7.669006 °
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	3.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.1
Coefficiente parziale resistenza (R)	1.0
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	6.18 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	23.1 m
Ascissa vertice destro superiore xs	27.52 m
Ordinata vertice destro superiore ys	31.8 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	75.0 [anni]
Vita di riferimento:	113.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T3

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	68.0	0.539	2.582	0.23
S.L.D.	113.0	0.755	2.48	0.253
S.L.V.	1068.0	2.167	2.483	0.311
S.L.C.	2193.0	2.864	2.5	0.325

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Classe III

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.7762	0.0	0.0	0.0
S.L.D.	1.0872	0.47	0.0521	0.0261
S.L.V.	3.0698	0.38	0.119	0.0595
S.L.C.	3.8077	0.0	0.0	0.0

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.119
Coefficiente azione sismica verticale 0.0595

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0.0	0.0
2	1.4	1.2
3	1.4	4.0
4	13.2	4.0
5	13.2	4.6
6	14.6	4.6
7	14.6	6.8
8	33.6	6.8
9	33.6	20.4
10	38.5	22.6
11	50.0	28.0

Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	0.0	-0.01
2	1.4	1.19
3	1.4	3.99
4	13.2	3.99
5	13.2	4.59
6	14.6	4.59
7	14.6	6.79
8	33.6	6.79

9	33.6	20.39
10	38.5	22.59
11	50.0	27.99

Vertici strato 1

N	X (m)	y (m)
1	0.0	-0.09
2	1.4	1.14
3	11.32	3.98
4	13.21	3.98
5	13.26	4.55
6	14.6	4.55
7	14.62	6.81
8	33.62	6.78
9	33.61	17.63
10	34.67	19.05
11	35.79	19.9
12	37.4	20.7
13	50.0	27.4

Vertici strato 2

N	X (m)	y (m)
1	0.0	-0.5
2	1.93	0.32
3	5.42	1.24
4	10.72	2.85
5	13.61	3.69
6	15.37	4.65
7	17.94	6.78
8	33.59	6.81
9	33.65	15.2
10	35.99	17.72
11	37.8	19.43
12	41.16	21.21
13	45.82	23.71
14	50.0	26.2

Coefficienti parziali azioni

==========

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0

==========

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

==========

Tangente angolo di resistenza al taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Coesione non drenata	1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm2)	Coesione non drenata (kg/cm2)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m3)	Peso saturo (Kg/m3)	Litologia	
1	0.01	0.03	28	1700	1900	Coltre detritica - riporto	
2	0.3	1	32	1900	2100	Cappellaccio alterazione - miloniti	
3	1	3	35	2200	2400	Substrato lapideo	

Risultati analisi pendio [NTC 2018]

==========

Fs minimo individuato **0.76**

Ascissa centro superficie 27.52 m

Ordinata centro superficie 31.8 m

Raggio superficie 14.49 m

==========

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Ei, Ei-1: Forze agenti normalmente alle facce del concio; Xi, Xi-1: Forze di tipo tagliante applicate sulle facce laterali .

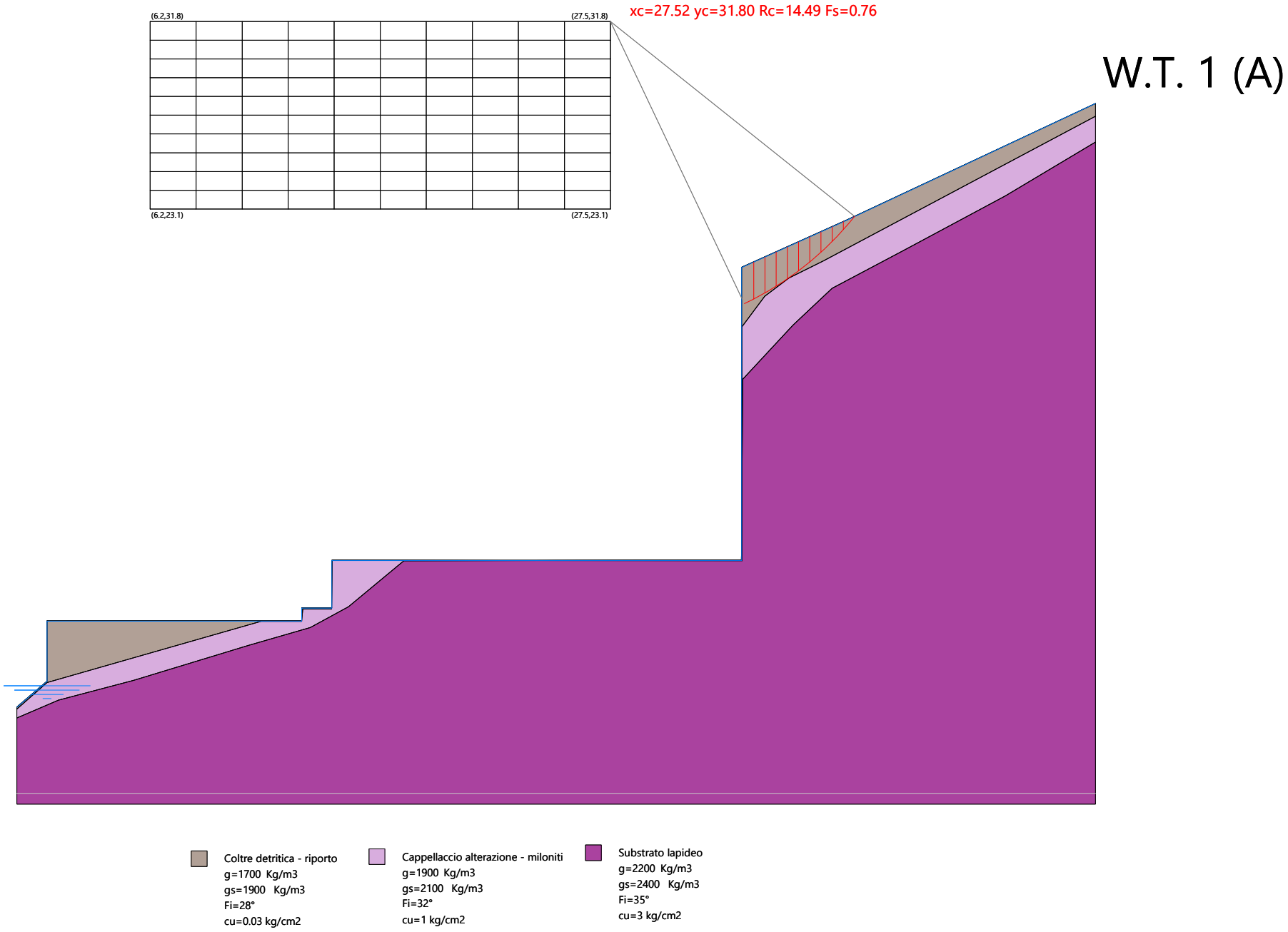
xc = 27.519 yc = 31.804 Rc = 14.487 Fs=0.762

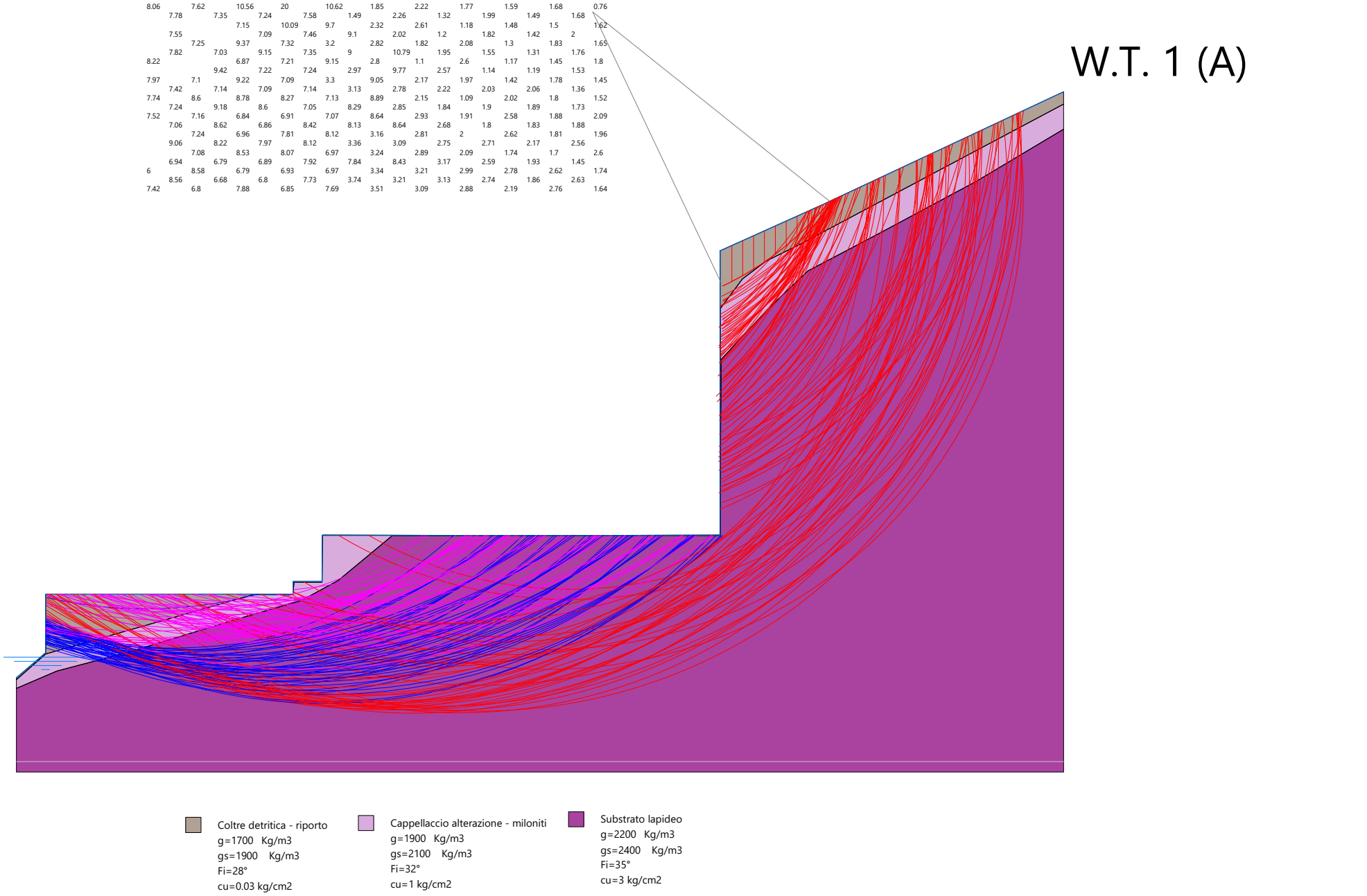
Lambda = 0.00

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	0.52	5.25	0.52	800.9
2	0.52	28.47	0.59	785.72
3	0.52	30.83	0.6	757.75
4	0.52	33.25	0.62	716.06
5	0.52	35.74	0.64	659.52
6	0.52	38.32	0.66	1238.45
7	0.52	40.98	0.69	495.94
8	0.52	43.76	0.72	811.82
9	0.52	46.68	0.76	529.03
10	0.52	49.76	0.8	190.13

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	718.83	861.69	0.0	0.0	199.37	207.5	0.0
2	778.13	932.78	718.83	861.69	669.01	544.28	0.0
3	806.73	967.07	778.13	932.78	636.19	523.22	0.0
4	809.74	970.67	806.73	967.07	587.19	491.16	0.0
5	793.37	951.04	809.74	970.67	523.13	448.93	0.0
6	438.14	525.22	793.37	951.04	442.14	395.31	772.28
7	407.07	487.97	438.14	525.22	356.99	339.3	0.0
8	163.78	196.33	407.07	487.97	222.38	249.46	425.9
9	16.39	19.64	163.78	196.33	121.81	184.24	250.62
10	0.0	0.0	16.39	19.64	45.32	137.04	78.58


(6.2,31.8)
(27.5,31.8)
(6.2,23.1)
(27.5,23.1)
xc=27.52 yc=31.80 Rc=14.49 Fs=0.76
W.T. 1 (A)
Coltre detritica - riporto
g=1700 Kg/m3
gs=1900 Kg/m3
Fi=28°
cu=0.03 kg/cm2
Cappellaccio alterazione - miloniti
g=1900 Kg/m3
gs=2100 Kg/m3
Fi=32°
cu=1 kg/cm2
Substrato lapideo
g=2200 Kg/m3
gs=2400 Kg/m3
Fi=35°
cu=3 kg/cm2


8.06 7.62 10.56 20 10.62 1.85 2.22 1.77 1.59 1.68 0.76
7.78 7.35 7.24 7.58 1.49 2.26 1.32 1.99 1.49 1.68
7.15 10.09 9.7 2.32 2.61 1.18 1.48 1.5 1.62
7.55 7.09 7.46 9.1 2.02 1.2 1.82 1.42 2 1.65
7.25 9.37 7.32 3.2 2.82 1.82 2.08 1.3 1.83 1.76
7.82 7.03 9.15 7.35 9 10.79 1.95 1.55 1.31 1.8
8.22 6.87 7.21 9.15 2.8 1.1 2.6 1.17 1.45 1.53
9.42 7.22 7.24 2.97 9.77 2.57 1.14 1.19 1.78 1.45
7.97 7.1 9.22 7.09 3.3 9.05 2.17 1.97 1.42 2.06 1.36
7.42 7.14 7.09 7.14 3.13 2.78 2.22 2.03 2.02 1.8 1.52
7.74 8.6 8.78 8.27 7.13 8.89 2.15 1.09 1.9 1.89 1.73
7.24 9.18 8.6 7.05 8.29 2.85 1.84 2.58 1.88 2.09
7.52 7.16 6.84 6.91 7.07 8.64 2.93 1.91 1.8 1.83 1.88 1.96
7.06 8.62 6.86 8.42 8.13 8.64 2.68 2 2.62 1.81 2.56
7.24 6.96 7.81 8.12 3.16 2.81 2.71 2.17 1.7 2.6
9.06 8.22 7.97 8.12 3.36 3.09 2.75 1.74 1.93 1.45 1.74
7.08 8.53 8.07 6.97 3.24 2.89 2.09 2.59 2.62 2.63
6.94 6.79 6.89 7.92 7.84 8.43 3.17 2.99 2.78 1.86 2.76
6 8.58 6.79 6.93 6.97 3.34 3.21 3.13 2.74 2.19 1.64
8.56 6.68 6.8 7.73 3.74 3.21 3.09 2.88
7.42 6.8 7.88 6.85 7.69 3.51
W.T. 1 (A)
Coltre detritica - riporto
g=1700 Kg/m3
gs=1900 Kg/m3
Fi=28°
cu=0.03 kg/cm2
Cappellaccio alterazione - miloniti
g=1900 Kg/m3
gs=2100 Kg/m3
Fi=32°
cu=1 kg/cm2
Substrato lapideo
g=2200 Kg/m3
gs=2400 Kg/m3
Fi=35°
cu=3 kg/cm2

ANALISI DI STABILITA' STATO DI PROGETTO

Analisi di stabilità dei pendii con : MORGENSTERN-PRICE (1965)

Lat./Long.	43.930088/7.669006 °
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	3.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.1
Coefficiente parziale resistenza (R)	1.0
Analisi	Condizione drenata

Superficie di forma circolare

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	6.18 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	23.1 m
Ascissa vertice destro superiore xs	27.52 m
Ordinata vertice destro superiore ys	31.8 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	75.0 [anni]
Vita di riferimento:	113.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T3

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	68.0	0.539	2.582	0.23
S.L.D.	113.0	0.755	2.48	0.253
S.L.V.	1068.0	2.167	2.483	0.311
S.L.C.	2193.0	2.864	2.5	0.325

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Classe III

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.7762	0.0	0.0	0.0
S.L.D.	1.0872	0.47	0.0521	0.0261
S.L.V.	3.0698	0.38	0.119	0.0595
S.L.C.	3.8077	0.0	0.0	0.0

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.119
Coefficiente azione sismica verticale 0.0595

Vertici profilo

Nr	X (m)	y (m)
1	0.0	0.0
2	1.4	1.2
3	1.4	4.0
4	13.2	4.0
5	13.2	4.6
6	14.6	4.6
7	14.6	6.8
8	33.6	6.8
9	33.6	20.4
10	38.5	22.6
11	50.0	28.0

Falda

Nr.	X (m)	y (m)
1	0.0	-0.01
2	1.4	1.19
3	1.4	3.99
4	13.2	3.99
5	13.2	4.59
6	14.6	4.59
7	14.6	6.79
8	33.6	6.79
9	33.6	20.39
10	38.5	22.59
11	50.0	27.99

Vertici strato 1

N	X (m)	y (m)
1	0.0	-0.09
2	1.4	1.14

3	11.32	3.98
4	13.21	3.98
5	13.26	4.55
6	14.6	4.55
7	14.62	6.81
8	33.62	6.78
9	33.61	17.63
10	34.67	19.05
11	35.79	19.9
12	37.4	20.7
13	50.0	27.4

Vertici strato 2

N	X (m)	y (m)
1	0.0	-0.5
2	1.93	0.32
3	5.42	1.24
4	10.72	2.85
5	13.61	3.69
6	15.37	4.65
7	17.94	6.78
8	33.59	6.81
9	33.65	15.2
10	35.99	17.72
11	37.8	19.43
12	41.16	21.21
13	45.82	23.71
14	50.0	26.2

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0
Favorevoli: Permanenti, variabili	1.0	1.0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio	1.25
Coesione efficace	1.25
Coesione non drenata	1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno	No

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm2)	Coesione non drenata (kg/cm2)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (Kg/m3)	Peso saturo (Kg/m3)	Litologia	
1	0.01	0.03	28	1700	1900	Coltre detritica - riporto	
2	0.3	1	32	1900	2100	Cappellaccio alterazione - miloniti	
3	1	3	35	2200	2400	Substrato lapideo	

Muri di sostegno - Caratteristiche geometriche

N°	x (m)	y (m)	Base mensola a valle (m)	Base mensola a monte (m)	Altezza muro (m)	Spessore testa (m)	Spessore base (m)	Peso specifico (Kg/m3)
1	33.7	7.17	3	0	13.8	0.5	0.5	2500

Risultati analisi pendio [NTC 2018]

==========

Fs minimo individuato **2.54**

Ascissa centro superficie 24.32 m

Ordinata centro superficie 27.89 m

Raggio superficie 23.65 m

==========

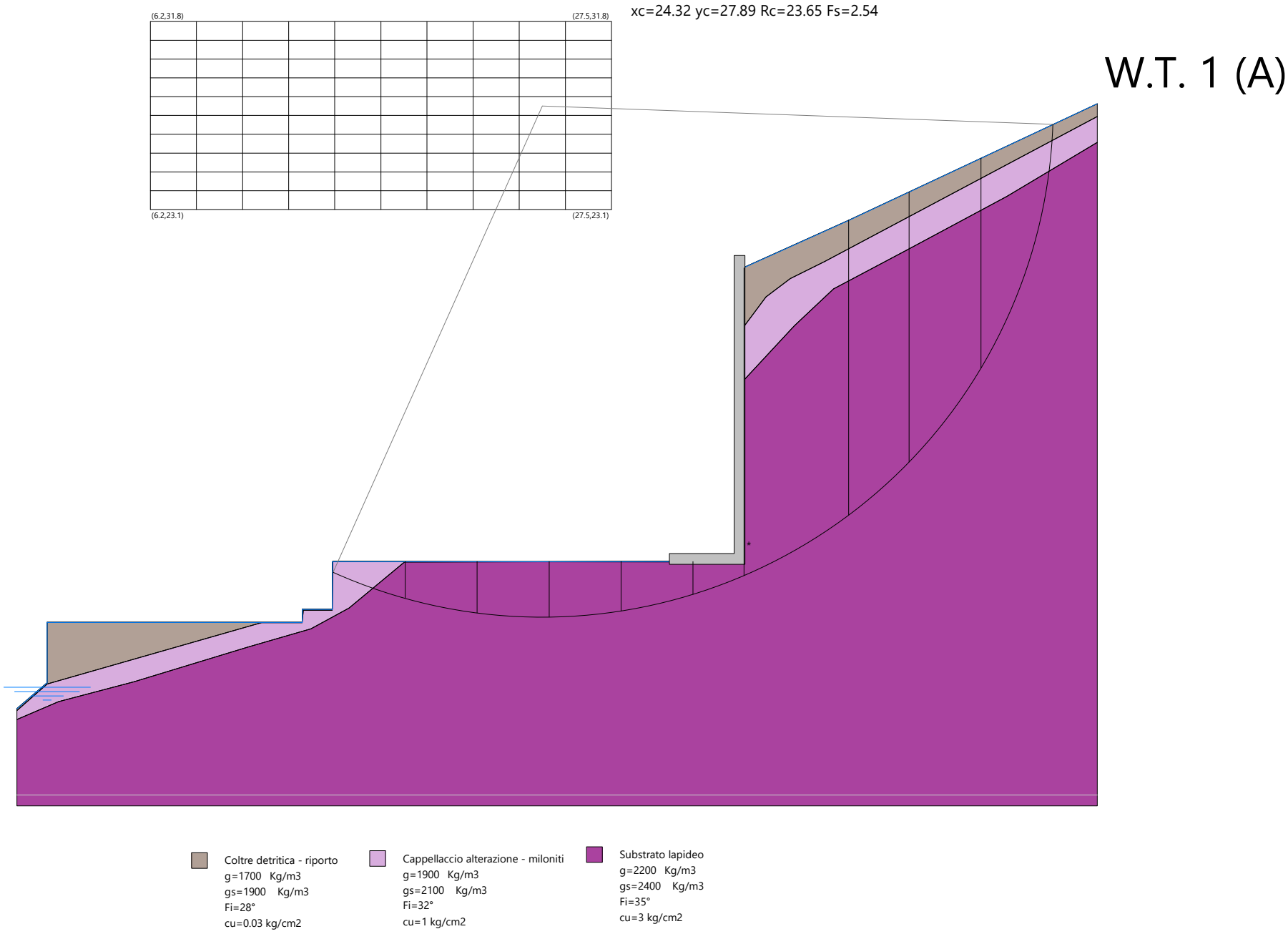
xc = 24.318 yc = 27.887 Rc = 23.649 Fs=2.544

Lambda = 0.00

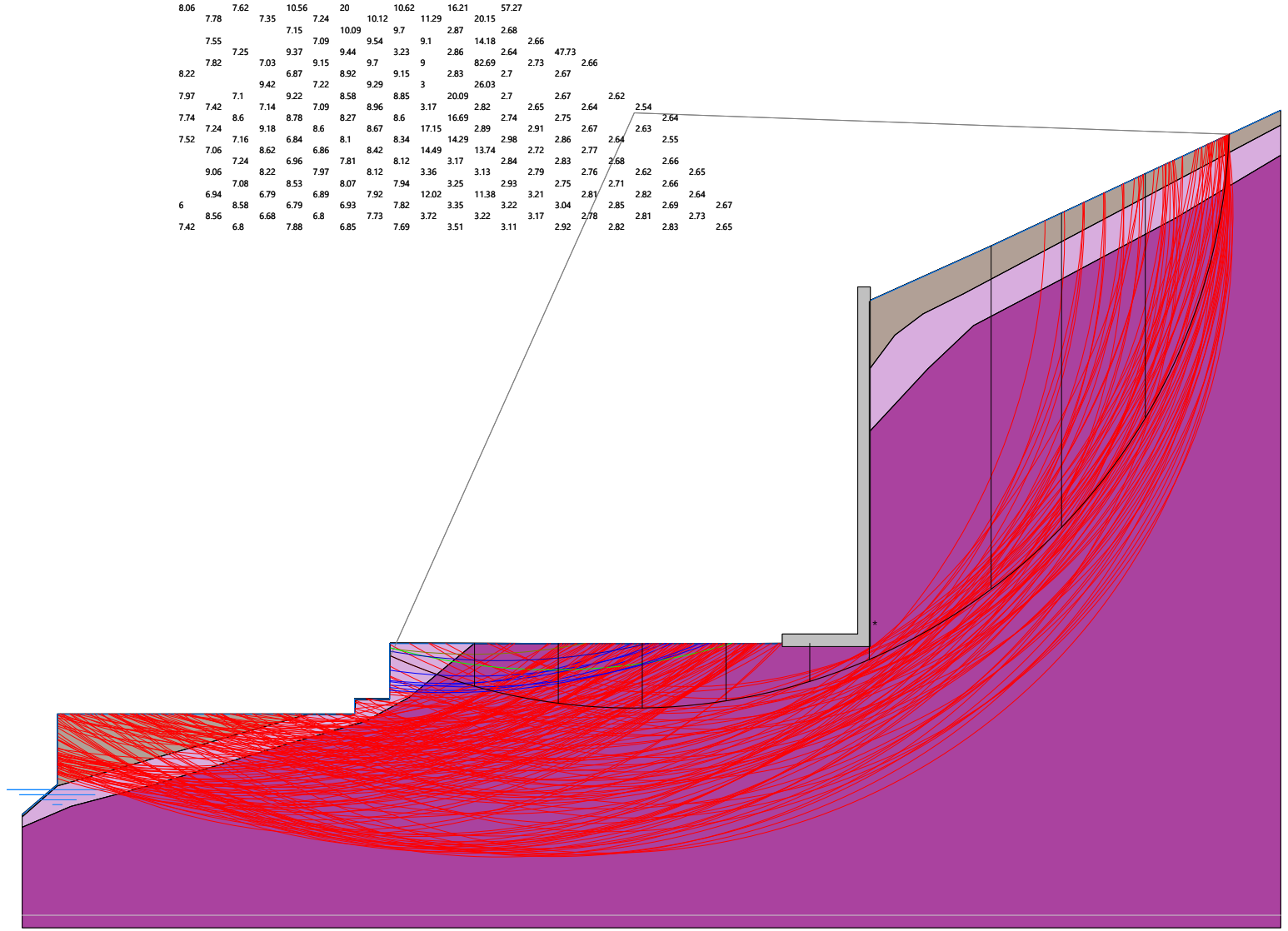
Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	3.33	-19.87	3.54	8137.02
2	3.33	-11.45	3.4	16722.18
3	3.33	-3.28	3.34	20160.24
4	3.33	4.82	3.34	19808.91
5	3.33	13.01	3.42	15646.24
6	2.35	20.2	2.51	27905.1
7	4.85	30.05	5.6	157703.0
8	2.79	41.35	3.72	85144.22
9	3.33	52.5	5.47	87632.57
10	3.33	73.55	11.76	54139.7

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	8153.78	15083.25	0.0	0.0	-4358.9	3106.55	0.0
2	24086.31	44556.0	8153.78	15083.25	-3705.99	12340.56	0.0
3	36102.71	66784.5	24086.31	44556.0	8192.66	15371.26	0.0
4	44790.34	82855.29	36102.71	66784.5	13407.84	16831.58	0.0
5	51312.63	94920.53	44790.34	82855.29	12094.41	16768.9	0.0
6	62780.66	116134.7	51312.63	94920.53	28166.23	17615.76	0.0
7	40336.52	74616.41	62780.66	116134.7	133879.9	58873.52	0.0
8	25207.46	46629.96	40336.52	74616.41	53887.18	29436.94	0.0
9	4231.81	7828.21	25207.46	46629.96	30226.41	29831.84	0.0
10	94.05	173.98	4231.81	7828.21	3899.75	47304.4	0.0


(6.2,31.8)
(27.5,31.8)
(6.2,23.1)
(27.5,23.1)
xc=24.32 yc=27.89 Rc=23.65 Fs=2.54
W.T. 1 (A)
Coltre detritica - riporto
g=1700 Kg/m3
gs=1900 Kg/m3
Fi=28°
cu=0.03 kg/cm2
Cappellaccio alterazione - miloniti
g=1900 Kg/m3
gs=2100 Kg/m3
Fi=32°
cu=1 kg/cm2
Substrato lapideo
g=2200 Kg/m3
gs=2400 Kg/m3
Fi=35°
cu=3 kg/cm2

W.T. 1 (A)

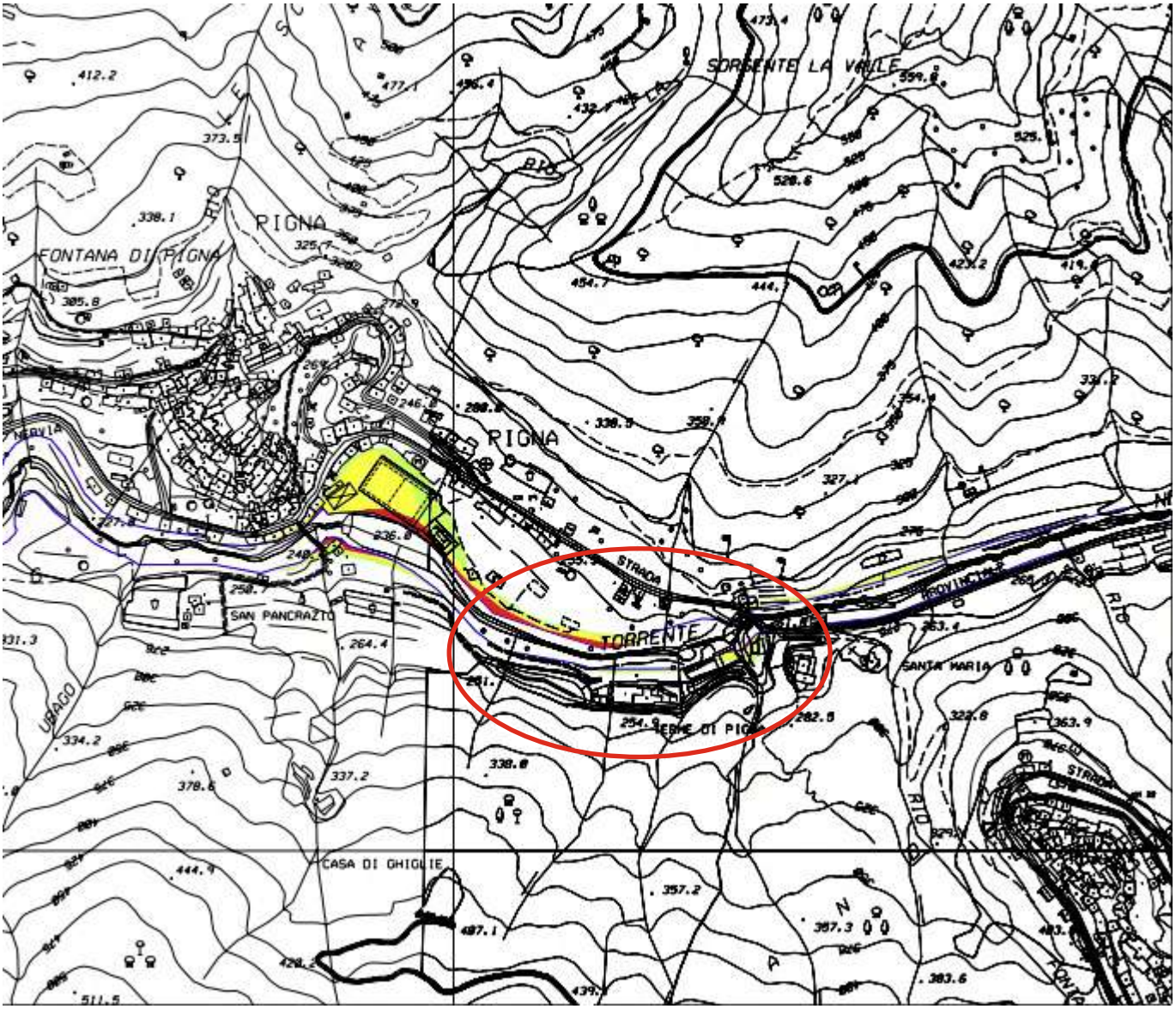


Coltre detritica - riporto
g=1700 Kg/m3
gs=1900 Kg/m3
Fi=28°
cu=0.03 kg/cm2

Cappellaccio alterazione - miloniti
g=1900 Kg/m3
gs=2100 Kg/m3
Fi=32°
cu=1 kg/cm2

Substrato lapideo
g=2200 Kg/m3
gs=2400 Kg/m3
Fi=35°
cu=3 kg/cm2

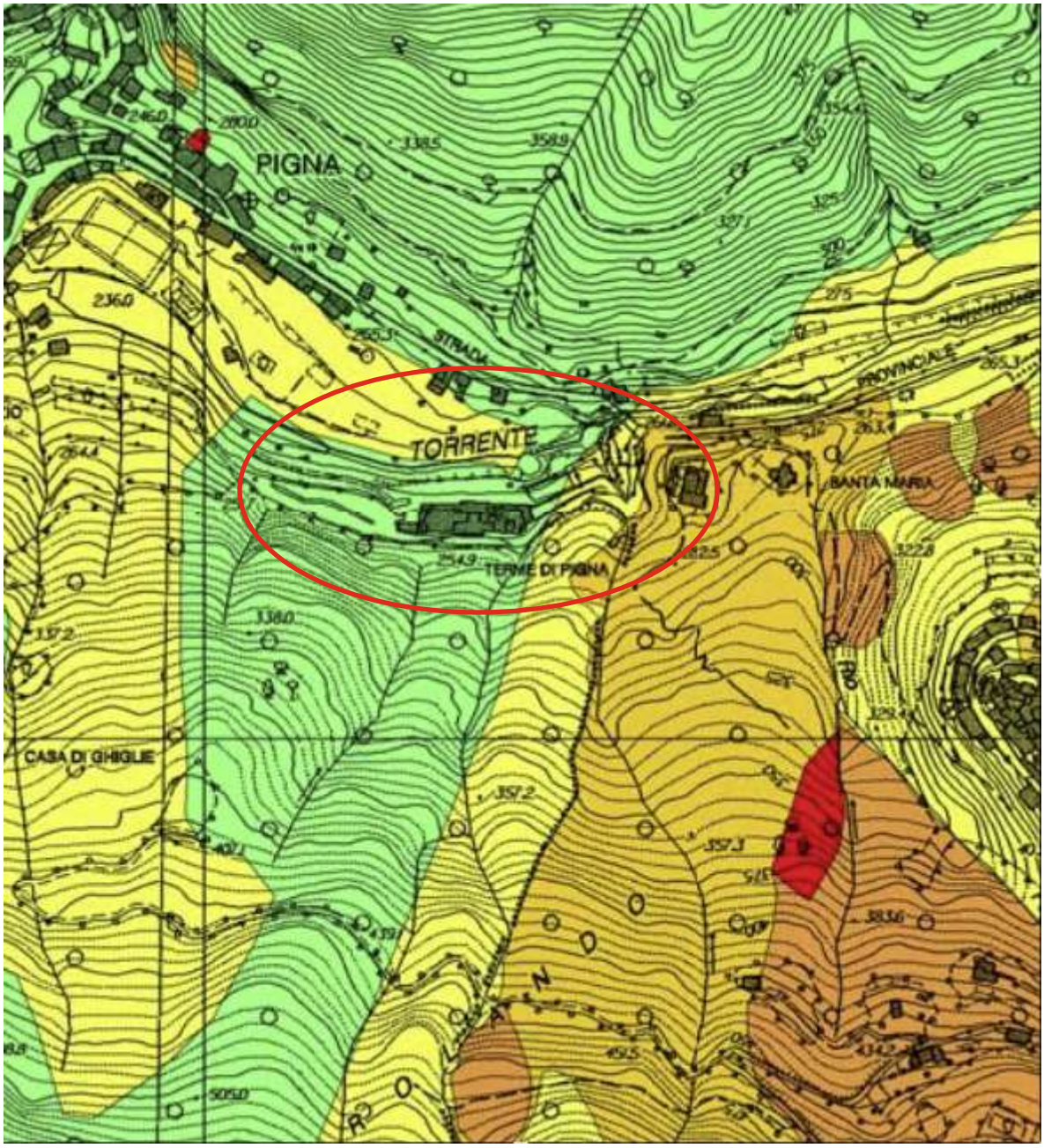
Stralcio Piano di Bacino Torrente Nervia
Carta delle fasce fluviali



Ubicazione area in studio

All. 6

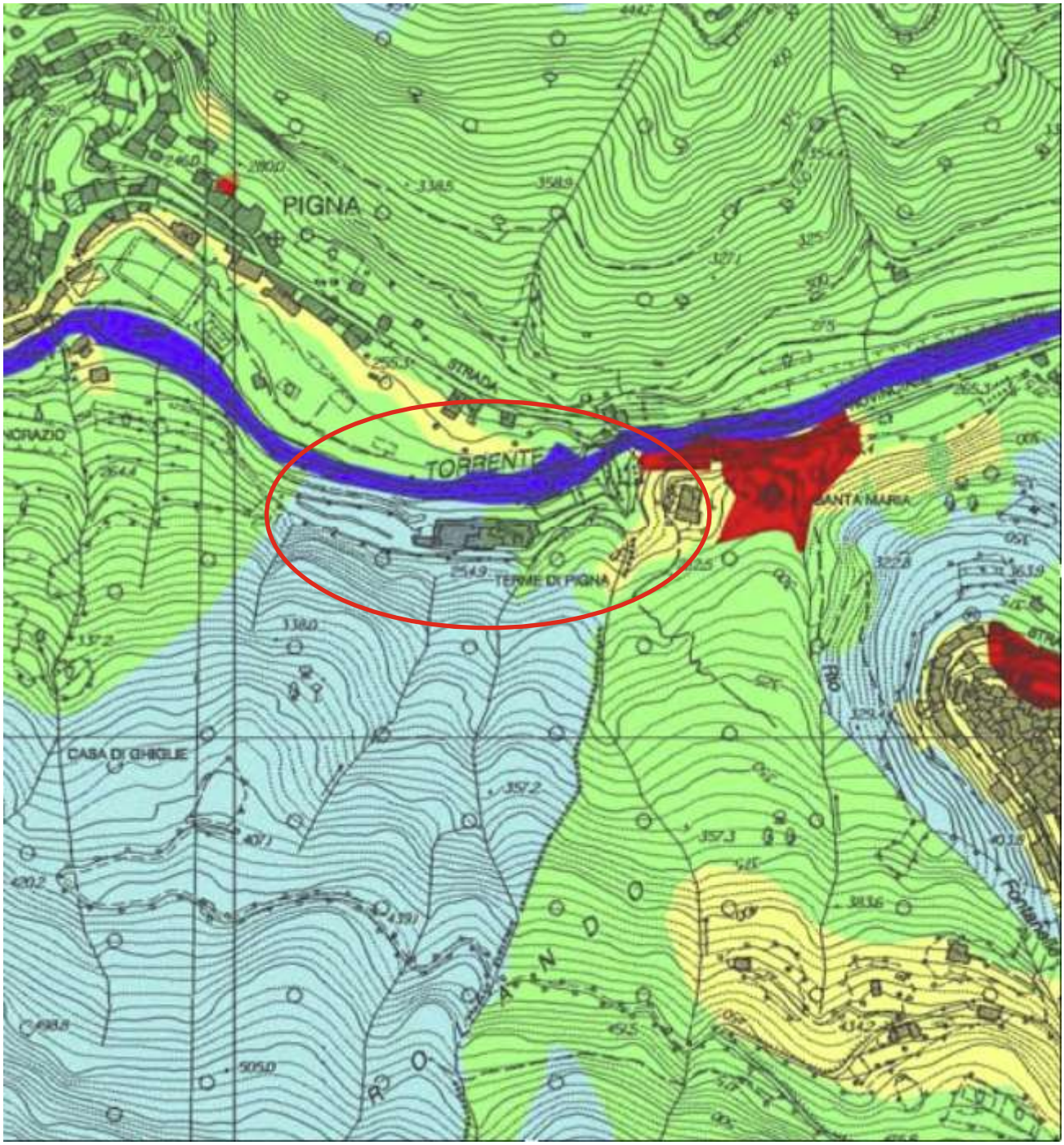
Stralcio Piano di Bacino Torrente Nervia
Carta della suscettività al dissesto di versante



Ubicazione area in studio

All. 7

Stralcio Piano di Bacino Torrente Nervia
Carta del rischio geomorfologico



Ubicazione area in studio

All. 8