



COMUNE DI ALTO RENO TERME (BO)

STUDIO GEOLOGICO-TECNICO DEI
TERRENI DEL PRIMO SOTTOSUOLO DI
UN'AREA SITA IN VIA MATTEOTTI PER
LA QUALE È RICHIESTA L'INSERIMENTO
NEL POC.

Committente:

– Immobiliare Torretta S.r.l.



Codice Lavoro: 2018.010/RG

Revisione 0.0 Marzo 2018

GEO-PROBE

– *Studio Geologico Associato* –

Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono 051.613.51.18

Email: geoprobe@geo-probe.com

INDICE

1. PREMESSA	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE	4
4. INDAGINE GEOGNOSTICA	6
5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI	10
6. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	11
7. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	12
8. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	14
9. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA	15
10. MODELLAZIONE SISMICA	17
10.1. Vita nominale	17
10.2. Classi d'uso.....	17
10.3. Periodo di riferimento.....	18
10.4. Azione sismica	18
10.5. Categoria di sottosuolo.....	19
10.6. Condizioni topografiche	20
10.7. Amplificazione stratigrafica.....	21
10.8. Accelerazione massima al sito	21
10.9. Coefficiente sismico orizzontale e verticale	21
11. DEFINIZIONE DELLA RSL MEDIANTE ANALISI NUMERICA	23
11.1 Parametri del sito.....	23
11.2 Dati generali	25
11.3 Elaborazione	26
12. STABILITÀ GENERALE DELL'AREA	32
13. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....	34
14. RESISTENZA DI PROGETTO DEI TERRENI IN CONDIZIONI STATICHE	36
15. CONSIDERAZIONI FINALI	41

ALLEGATI:

- certificati penetrometrie dinamiche superpesanti;
- diagrammi penetrometrie dinamiche superpesanti;
- stratigrafia trivellazione a secco;
- indagine sismica;
- analisi di laboratorio;
- procedure di calcolo;
- verifiche di stabilità.

* * *

1. PREMESSA

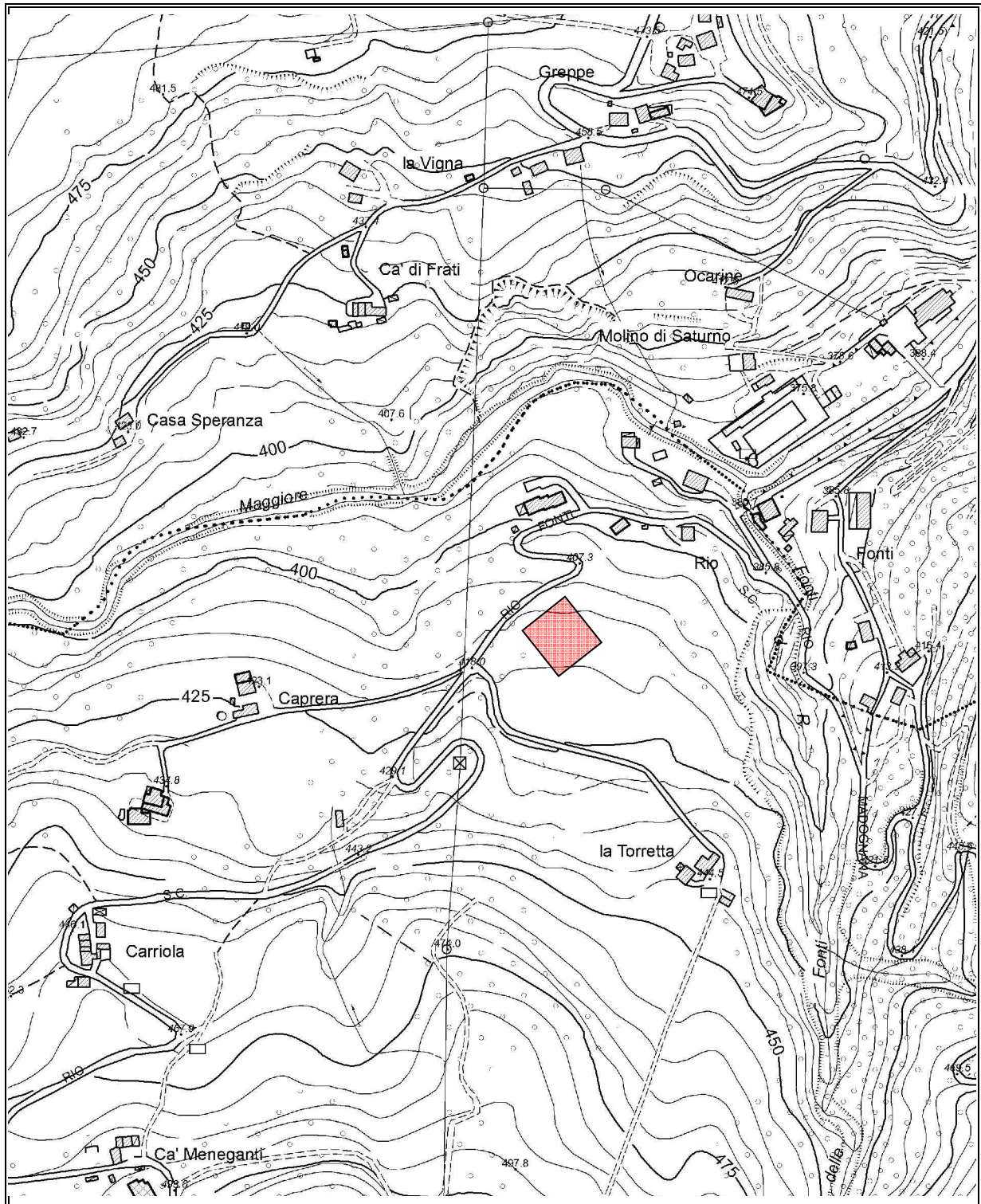
A seguito dell'incarico ricevuto dall'Immobiliare Torretta S.r.l. si trasmette, in conformità con le normative vigenti, la seguente relazione geologico-tecnica riguardante lo studio dei terreni del primo sottosuolo di un'area per la quale è richiesto l'inserimento in POC.


L'area in esame si ubica in via Matteotti, in Comune di Alto Reno Terme, Capoluogo Porretta Terme (BO) (TAV. 1: estratto C.T.R. Scala 1:5.000; elemento n. 251042 – Porretta Terme).

Il presente studio è stato articolato nei seguenti punti:

- a) analisi e descrizione della situazione morfologica e geo-litologica generale;
- b) determinazione della natura dei terreni costituenti il primo sottosuolo;
- c) determinazione delle caratteristiche fisico-meccaniche degli stessi;
- d) caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
- e) modellazione sismica dei terreni di fondazione;
- f) analisi della risposta sismica locale;
- g) valutazione della resistenza di progetto dei terreni di fondazione in condizioni statiche.

TAV. 1 - UBICAZIONE AREA IN ESAME



 Area in esame

Scala 1:5.000

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La stesura della seguente relazione è stata compiuta in ottemperanza alle disposizioni contenute nelle normative di riferimento di seguito elencate:

- "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". D.M. 11 Marzo 1988.
- Istruzioni relative alle "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione". Circ. Min. LL. PP. n. 30483, 24 Settembre 1988.
- AGI: raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, Giugno 1977.
- AGI: raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio, Maggio 1990 (edizione provvisoria).
- Eurocodice Ec7 per l'ingegneria geotecnica, Settembre 1988.
- ISRM International Society for Rock Mechanics: Rock characterization testing and monitoring suggested methods - Commission on Testing Methods; 1981.
- "Norme tecniche per le costruzioni". D.M. 14 Gennaio 2008 (G.U. n. 29 del 04/02/08, supplemento ordinario n. 30).
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008. Circolare Cons. Sup. LL.PP. n. 617/2009.
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 1661/2009 del 2 novembre 2009.
- Ordinanza del Commissario Delegato per la Ricostruzione n. 70 del 13/11/2012.
- "Raccomandazioni per la redazione della relazione geologica ai sensi delle N.C.T." a cura del Centro Studi del C.N.G.
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 2193/2015 del 21 dicembre 2015.

3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE

L'area in esame ricade nella fascia medio montana caratterizzata da versanti moderatamente acclivi che decrescono progressivamente verso Nord in direzione dell'alta Pianura Padana.

Più esattamente si sviluppa ad una quota compresa tra 415,00 m s.l.m. e 420,00 m s.l.m., nella porzione basale di un versante di acclività media (20÷22 %; 10÷12°) di esposizione Nord/Est, che si esaurisce in corrispondenza dell'alveo del Rio Maggiore.

La litologia del primo sottosuolo, come segnalato nella Carta Geologica dell'Appennino Emiliano Romagnolo (TAV. 2 di seguito riportata), è caratterizzata dalla presenza di terreni caotici (AVC), costituiti da argilliti talora marnose di colore bruno verdastro o grigio verdi, di genesi di ambiente marino profondo (Cretaceo inf. – Eocene); suddetti litotipi sono ricoperti da colti detritiche (a2g) indizi di vecchi movimenti gravitativi quiescenti che attualmente non presentano indizi di riattivazione.

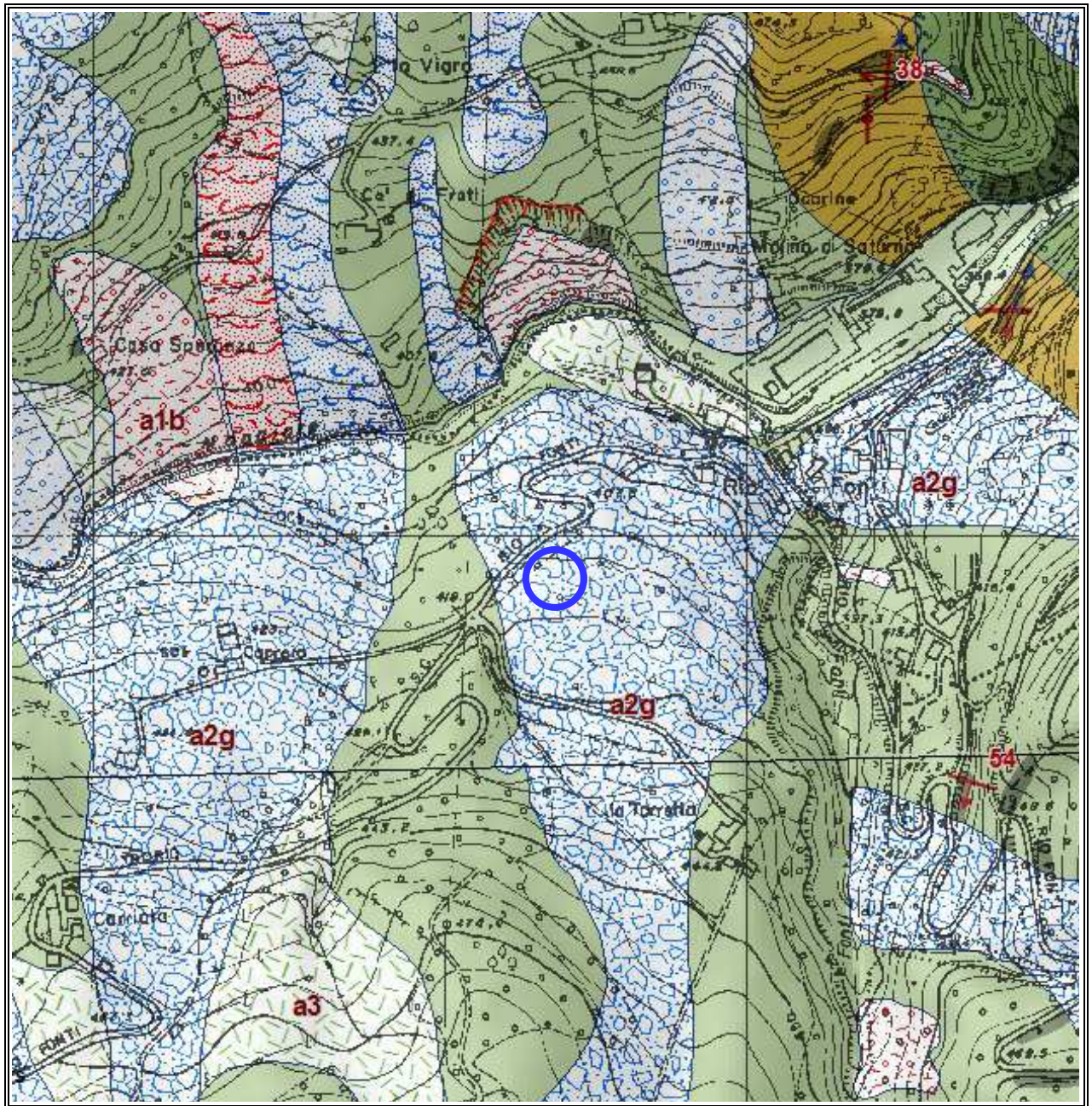
Lungo l'asta del Fiume Reno sono poi distinguibili depositi alluvionali terrazzati appartenenti all'Unità di Modena (AES8a) costituiti da ghiaie e subordinati limi e argille organizzati su due ordini di terrazzi.

L'idrografia primaria è rappresentata dal Fiume Reno che scorre ad Est dell'area in esame, mentre quella secondaria è costituita da una serie di piccoli rii e fossi di scolo a carattere prevalentemente stagionale, che solcano le vallecole laterali erodendo i versanti argillosi e determinando un patterns dendritici).

Per ciò che concerne la stabilità generale, nell'area in esame ed in quelle adiacenti non si evidenziano segni tensionali che possano fare pensare a movimenti gravitativi in atto o incipienti, conseguentemente la stessa si può considerare stabile.

Relativamente alle tavole concernenti il Rischio da Frana e assetto dei versanti del Piano Stralcio per l'assetto idrogeologico Autorità di Bacino Valle del Reno, nella TAV. 1.1 l'area in esame è classificata a rischio medio pertanto soggetta alle prescrizioni dell'Art. 11 e nella TAV. 2.1 come area da sottoporre a verifica pertanto soggetta alle prescrizioni dell'Art. 12.

TAV. 2 - CARTA GEO-LITOLOGICA



Area in esame

a2g

Deposito di frana quiescente complessa;

a1b

Deposito di frana attiva per scivolamento;

AVC

Argilliti variegati con calcari.

Scala 1: 10.000

4. INDAGINE GEOGNOSTICA

Nell'area in esame, allo scopo di verificare la successione stratigrafica che caratterizza i terreni del primo sottosuolo e valutare le caratteristiche fisico meccaniche degli stessi, si è provveduto ad eseguire un'indagine in sito ed analisi di laboratorio su un campione indisturbato prelevato nel corso del sondaggio, e un'indagine sismica locale al fine di determinare il parametro Vs30 per poi classificare il suolo di fondazione.

4.1. Indagine geognostica

L'indagine geognostica in sito, eseguita dalla Geo-Probe S.r.l., è consistita nell'esecuzione di n. 3 penetrometrie dinamiche superpesanti (DPSH) che rispetto al p.c. attuale hanno raggiunto profondità di 10,00 e di n. 1 sondaggio con il metodo della trivellazione a secco della lunghezza di 1,50 m.

I punti di indagine sono stati posizionati per essere rappresentativi dell'area in esame; l'ubicazione degli stessi viene riportata di seguito nella TAV. 3.

Il penetrometro dinamico superpesante, montato sul mezzo Cingolato Pagani TG63, è del tipo *EMILIA-DPSH* e presenta le seguenti caratteristiche.

peso del maglio	= 63,5 kg
altezza di caduta	= 75 cm
diametro base punta	= 50,5 mm
angolo apertura cono	= 60°
area base cono	= 20 cm ²
peso delle aste	= 6,2 kg

Il conteggio del numero dei colpi (N) necessari all'infissione è stato effettuato ogni 20 cm di avanzamento (N₂₀).

La prova penetrometrica dinamica super pesante (DPSH - *Dynamic Probing Superheavy*) consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta di acciaio, prolungabile con successive aste, utilizzando un maglio di massa M per un'altezza di caduta costante H.

Mediante la formula detta degli "Olandesi" è possibile determinare il valore di resistenza dinamica (qd), tramite il quale si può valutare, in modo approssimativo, la capacità portante dei terreni.

$$qd = \frac{M}{M + M'} \cdot \frac{M \cdot H}{A \cdot e}$$

dove:

M = massa del maglio;

M' = peso totale dell'asta di guida, testa della battuta e batteria delle aste;

H = altezza di caduta;

A = area della sezione trasversale della base della punta conica;
e = penetrazione media di un colpo.

Mediante il numero di colpi (N) misurati nel corso della prova penetrometrica dinamica superpesante è inoltre possibile risalire al numero di colpi relativi alla prova Standard Penetration Test (N_{SPT}) ed utilizzare le correlazioni messe a punto per questo tipo di prova.

Varie esperienze eseguite in Italia e all'estero in formazioni con materiali compresi in una ampia gamma granulometrica hanno indicato la seguente relazione:

$$N'_{30(DPSH)}/N_{SPT} = 1,0 \div 1,15$$

I risultati delle penetrometrie dinamiche superpesanti vengono rappresentati in forma diagrammatica negli appositi moduli allegati dove si riporta in numero di colpi (N) misurati per l'avanzamento e il valore **qd** (valore di resistenza dinamica) espresso in MPa.

La trivellazione a secco è stata eseguita mediante aste elicoidali del diametro di 100 mm mosse da propulsore idraulico posto sul mezzo cingolato; nel corso della stessa, mediante campionatore Schelby, alla profondità di 1,50÷1,90 m dal p.c. è stato prelevato un campione indisturbato da sottoporre ad analisi di laboratorio.

La stratigrafia della trivellazione a secco viene riportata in allegato nell'apposito modulo.

4.2. Analisi di laboratorio

Sul campione indisturbato, prelevato nel corso del sondaggio alla profondità di 1,50÷1,90 m, sono state eseguite, da parte del laboratorio terre Dr. Mucchi, le seguenti analisi di laboratorio:

- a) estrazione, descrizione geotecnica dei campioni da fustelle e rappresentazione fotografica (ASTM D 2488-84);
- b) determinazione limiti LL e LP (CNR UNI 10014);
- c) analisi granulometrica per vagliatura (3 vagli) (CNU BU n. 23-71);
- d) classificazione di una terra (ASTM D 2487);
- e) prova di taglio diretto C.D. con determinazione dei parametri di resistenza al taglio di picco (ASTM D 3080).

I risultati delle analisi di laboratorio vengono riportate in allegato negli appositi moduli.

4.3. Indagine sismica

Allo scopo di definire la frequenza di risonanza dei terreni e la velocità media delle onde sismiche di taglio V_s , è stata eseguita un'indagine sismica locale mediante metodologia di sismica passiva con misura del Rumore Sismico Passivo (microtremori).

Lo strumento utilizzato è il tromografo digitale Tromino prodotto dalla Micromed S.p.A.; si tratta di un sismografo di dimensioni molto contenute che contiene tre sensori elettrodinamici ortogonali (velocimetri) che permettono la registrazione del microtemore nel campo di frequenze compreso tra 0 e 256 Hz.

Il metodo di indagine utilizzato è quello a stazione singola dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale (HVSR).

Il segnale di microtremore, dopo essere stato acquisito dai tre velocimetri, ad una frequenza di campionamento di 128Hz per un intervallo di tempo di 20', amplificato e digitalizzato a 24 bit equivalenti, viene suddiviso in intervalli di pochi secondi e mediante il software Grilla per ogni intervallo viene eseguita un'analisi spettrale nelle tre componenti e il calcolo dei rapporti spettrali H/V.

Il valore di tale rapporto è direttamente correlato alla frequenza di risonanza determinata dal passaggio tra due strati con una differenza significativa del contrasto di impedenza mentre la frequenza di risonanza è legata allo spessore e alla velocità delle onde di taglio V_s dalla relazione:

$$f_i = V_{si}/4h_i$$

dove:

f_i = frequenza dello strato i -esimo;

V_{si} = velocità delle onde S dello strato i -esimo;

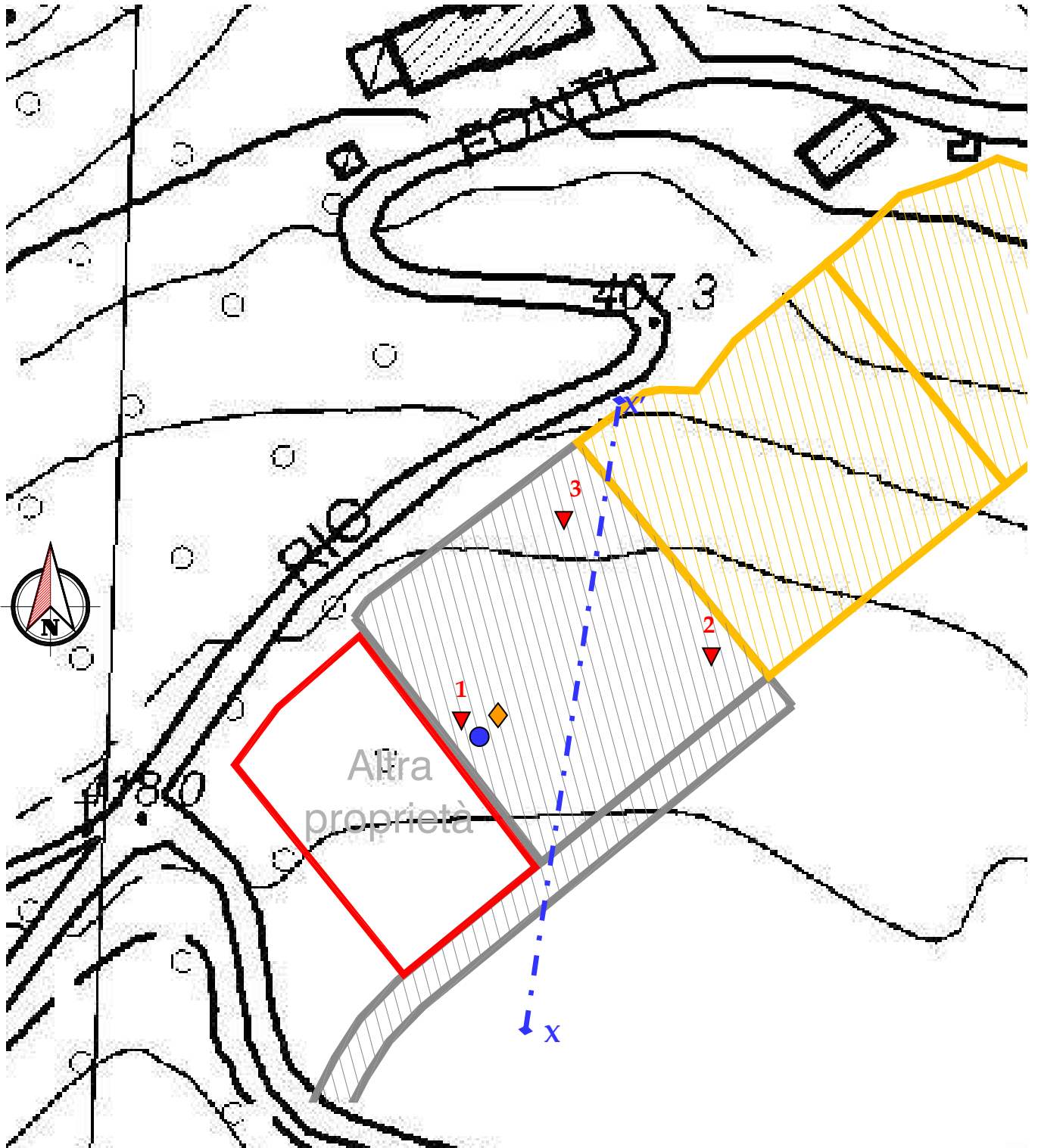
h_i = spessore dello strato i -esimo.

I risultati dell'indagine sismica vengono restituiti in forma diagrammatica nelle apposite tavole allegate, dove vengono riportate gli spettri delle singole componenti del moto, le curve relative al rapporto spettrale orizzontale su verticale H/V e il grafico V_s /profondità.

TAV. 3 – UBICAZIONE INDAGINE GEOGNOSTICA

Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono (051) 613.51.18

Studio Geologico Associato GEO-PROBE



- ▼ Penetrometria dinamica superpesante
- Trivellazione a secco
- ◆ Indagine sismica
- ↔ Traccia di sezione

Scala 1:1.000

5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI

L'indagine geognostica eseguita ci consente di ricostruire con discreta precisione la litologia del primo sottosuolo e di valutare le caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati.

Schematicamente possiamo ricostruire la seguente successione stratigrafica:

al tetto, al di sotto di un orizzonte di terreno pedogenizzato dello spessore variabile mediamente da 0,60 m a 1,00 m, sono inizialmente presenti dei limi argillosi e/o viceversa di origine presumibilmente colluviale di colore beige, di consistenza da plastica a plastica dura ($q_d = 1,9\div 3,6$ MPa) ed umidità media, inglobanti trovanti di piccole dimensioni.

I suddetti terreni presentano lo spessore minimo a Nord dell'area (fascia di valle; DPSH 3) dove sono presenti sino a circa 1,40 m, mentre spostandoci verso monte ed Est si evidenziano sino ad una profondità media di 2,60÷2,80 m.

Il campione indisturbato prelevato nel corso del sondaggio alla profondità di 1,50÷1,90 m nella fascia di monte, è risultato costituito da argilla compatta di colore marrone, con frustoli carbonatici e concrezioni calcaree (passante al 0,075 mm = 90,0 %), di plasticità media ($I_p = 24$), consistenza semisolida ($IC = 1,04$) e di compressibilità media elevata ($LL = 49$) (classificazione U.S.C.S. = CL o CH); il contenuto in acqua (w) è risultato pari mediamente al 23,7 % ed il peso di volume (γ) pari a 20,19 kN/mc.

Alla prova di taglio diretto C.D. i valori di picco hanno indicato una coesione (c') pari a 25,45 kN/m² ed un angolo di attrito interno (ϕ) di 24,0°.

I suddetti litotipi sono sopportati da argille limose e/o viceversa, di consistenza da dura a molto dura ($q_d = 4,7\div 6,9$ MPa), inglobanti frammenti lapidei, che precedono il substrato argillitico inalterato di consistenza molto elevata ($q_d = 7,6\div 18,8$ MPa), evidenziato ad una profondità variabile da 4,60 m (fascia Nord; DPSH 3) a 6,60 m (fascia di monte; DPSH 1).

Al termine dell'indagine all'interno del foro di prova n. 1 è stata rilevata la presenza di acqua alla profondità di circa 2,60 m; si tratta di modeste circolazioni idriche periodiche permeanti i terreni colluviali, specie a seguito di precipitazioni persistenti.

6. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

La caratterizzazione geotecnica del sito viene fatta ricostruendo un modello in termini di unità geotecniche del volume significativo del terreno inteso come la parte di sottosuolo influenzata direttamente o indirettamente dalla costruzione dell'opera e che influenza l'opera stessa.

Ciascuna unità geotecnica (U.G.) è ottenuta correlando i dati stratigrafici e i dati di resistenza misurati nel corso dell'indagine geognostica in modo da suddividere il volume significativo in elementi omogenei.

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica è possibile distinguere il terreno secondo le unità geotecniche indicate nella tabella successiva.

U.G.	Profondità m da p.c.		Litologia prevalente	qd MPa	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ' (°)	c' (kN/m ²)
	da	a						
0	0,00	0,60÷1,00	P	-	-	-	-	-
A	0,60÷1,00	1,40÷2,80	LA/AL	1,9÷3,6	19,2÷19,3	85÷140	24,0	25,45
B	1,40÷2,80	4,60÷6,60	AL/LA	4,7÷6,9	19,4÷19,7	170÷240	-	-
C	4,60÷6,60	fine indag.	AG	7,6÷18,8	19,7÷20,5	260÷>400	-	-

P = terreno pedogenizzato;

LA/AL = limi argillosi e/o viceversa;

AL/LA = argille limose e/o viceversa;

AG = argilliti.

7. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica è stato possibile suddividere il volume significativo di terreno in unità geotecniche, delle quali di seguito, vengono definiti i parametri geomeccanici medi e caratteristici.

Unità geotecnica 0

È costituita da terreno pedogenizzato e si evidenzia sino ad una profondità variabile mediamente da 0,60 m a 1,00 m dal p.c. attuale.

Unità geotecnica A

È costituita da limi argillosi e/o viceversa di consistenza da plastica a plastica dura ed umidità da media, inglobanti piccoli frammenti lapidei.

L'unità A si evidenzia da circa 0,60÷1,00 m, sino ad una profondità variabile da 1,40 m a 2,80 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qd (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
DPSH 1	2,8	19,3	120	-
DPSH 2	2,8	19,3	120	-
DPSH 3	3,1	19,3	127	-

Unità geotecnica B

È costituita da argille limose di consistenza da dura a molto dura ed umidità presumibilmente scarsa, con frammenti lapidei.

L'unità B si evidenzia da 1,40÷2,80 m sino ad una profondità variabile da 4,60 m a 6,60 m circa dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qd (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
DPSH 1	5,7	19,5	200	-
DPSH 2	6,0	19,5	210	-
DPSH 3	6,2	19,6	220	-

Unità geotecnica C

È costituita dal substrato argillitico di consistenza molto elevata ed umidità presumibilmente scarsa.

L'unità C si evidenzia da una profondità variabile da 4,60 m a 6,60 m circa dal p.c. attuale sino alla profondità indagata, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qd (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
DPSH 1	13,3	20,5	>400	-
DPSH 2	11,2	20,5	>400	-
DPSH 3	14,0	20,5	>400	-

8. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Nel sito di indagine è stata effettuata una misura di microtremore della durata di 20', allo scopo di definire le frequenze di risonanza fondamentali dei terreni del sottosuolo e, tramite inversione, di ricostruire il modello di sottosuolo in termini di profondità e velocità delle onde di taglio.

L'indagine sismica è stata condotta su terreno naturale duro e asciutto in condizioni meteo buone, in presenza di vento di debole entità tale da non creare disturbo durante la registrazione.

Gli spettri delle singole componenti del moto non mostrano particolari andamenti imputabili a fonti di rumore antropico; anche l'accoppiamento dello strumento con il terreno risulta di buona qualità, dato che le tre curve presentano un andamento concordante, pertanto i picchi evidenziati nel diagramma HVSR sono da considerarsi naturali.

Il diagramma HVSR mostra un picco a circa 11 Hz, generato dal contrasto di impedenza dovuto al contatto tra i litotipi colluviali e le sottostanti argille limose inalterate, evidenziato nel corso dell'indagine, ad una profondità media di 4,60÷6,60 m dal p.c. attuale.

Tale picco è stato utilizzato per ancorare il diagramma H/V ai dati stratigrafici ricavando una curva H/V teorica che consente di stimare l'andamento della velocità sismica lungo la verticale indagata.

La buona sovrapposizione della curva sintetica H/V alla curva misurata, confermano la correttezza del modello di sottosuolo ottenuto con l'inversione.

La definizione dei sismostrati in termini di velocità delle onde di taglio permettono di calcolare il parametro V_{s30} richiesto dall'attuale normativa, secondo l'equazione:

$$V_{s30} = 30 / \sum (h_i / V_{si})$$

dove:

h_i = spessore dello strato i esimo;

V_{si} = velocità dello strato i esimo.

Nel caso in esame i terreni del primo sottosuolo presentano una V_{s30} pari a 398 m/s.

La frequenza caratteristica di risonanza del sito, ricavabile dal diagramma HVSR rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale in quanto si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare edifici aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno per evitare l'effetto di doppia risonanza.

9. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA

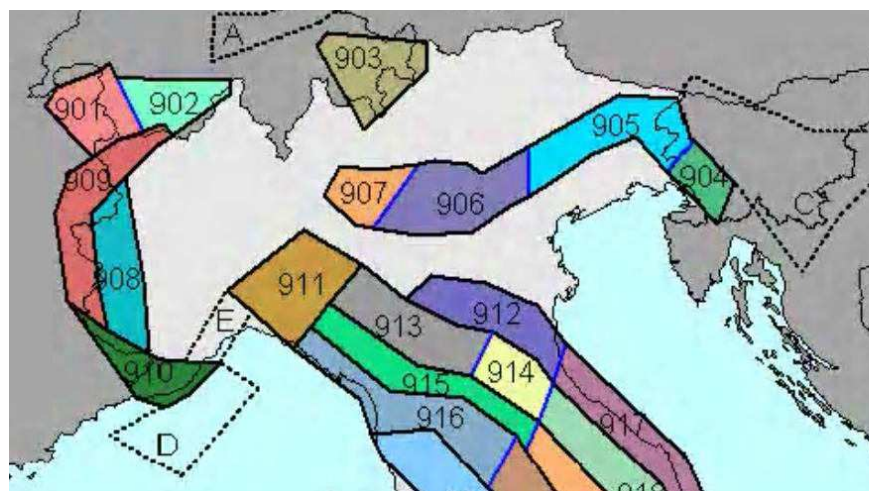
La pericolosità e il rischio sismico del territorio nazionale sono stati affrontati dal Servizio Sismico Nazionale utilizzando il calcolo probabilistico di Cornell, in grado di considerare tutte le possibili sorgenti influenzanti di un sisma.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni ideali di sito di riferimento con superficie topografica orizzontale di categoria A.

Il Comune di Alto Reno Terme (TAV. 4 – Mappa di pericolosità sismica) presenta un'accelerazione al suolo tipo A con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni $PGA = 0,175 - 0,200g$.

La Magnitudo dell'area si ottiene, come riportato negli "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica – Gruppo di Lavoro MS 2008" sulla base della zonazione sismogenetica ZS 9, secondo la quale la sismicità può essere distribuita in 36 zone, a ciascuna delle quali è associata una magnitudo massima.

Come evidenziato dalla mappa delle zone sismogenetiche di cui si riporta uno stralcio, l'Emilia Romagna ricade nelle zone 911-914 alle quali è attribuito un valore di M pari a 6,14.



La pericolosità sismica in un generico sito viene definita in termini di valori di accelerazione orizzontale massima e di spettri di risposta nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale, in corrispondenza dei punti di un reticolo e per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno ricadenti in un intervallo di riferimento compreso tra 30 e 2475 anni.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presenti nel sito in esame e della morfologia di superficie.

10. MODELLAZIONE SISMICA

10.1. Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale (V_n) è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale delle diverse tipologie di opere è riportata nella seguente tabella.

Tabella 2.4.I

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_n (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Nell'area in esame sono previste opere tipo "2" per le quali si prevede una vita nominale $V_n \geq 50$ anni.

10.2. Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso distinte nel modo seguente:

<i>Classe I</i>	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
<i>Classe II</i>	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'Uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
<i>Classe III</i>	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
<i>Classe IV</i>	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A e B di cui al D.M. 5/11/2001 n. 6792 "Norme funzionali e geotecniche per la costruzione delle strade" e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A e B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e impianti di produzione di energia.

Ad ogni classe d'uso è associato un coefficiente come da tabella seguente:

Tabella 2.4.II

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Le opere da realizzare nell'area in esame sono relative alla Classe II pertanto alle stesse è associato un coefficiente d'uso pari a $C_U = 1,0$

10.3. Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_n per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_n \cdot C_U$$

Per il sito in esame il periodo di riferimento è pari a $V_R = 50$ anni.

10.4. Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_{c^*} periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nella seguente tabella vengono riportati i suddetti parametri elaborati per il sito in esame (individuato dalle coordinate Lat. 44.15037038; Long. 10.96727735), considerando un periodo di riferimento per l'azione sismica (VR) di 50 anni, in relazione al periodo di ritorno e agli stati limite di esercizio e agli stati limite ultimi e relative probabilità di superamento.

Stato limite		PVR (%)	TR (anni)	ag (g)	Fo (-)	Tc* (s)
Stati limite di esercizio	SLO	81	30	0,061	2,462	0,254
	SLD	63	50	0,078	2,442	0,263
Stati limite ultimi	SLV	10	475	0,193	2,389	0,290
	SLC	5	975	0,243	2,418	0,294

10.5. Categoria di sottosuolo

La nuova Normativa per gli effetti locali identifica cinque categorie di sottosuolo (A÷E) suddivisi sulla base dei valori di velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primo 30 m di profondità, e due categorie aggiuntive (S1 e S2) per le quali è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione della azione sismica.

Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{v,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{v,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{v,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Categorie aggiuntive di sottosuolo

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{v,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Come riportato nella relazione sismica allegata, i terreni del primo sottosuolo al p.c. presentano una V_{s30} media pari a 398 m/sec, pertanto ricadono nella Categoria B, che comprende *“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $C_{u30} > 250$ kPa nei terreni a grana fine”)*.

10.6. Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale mentre per configurazioni semplici può essere adottata la seguente tabella.

Tabella 3.2.IV

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

Ad ogni categoria topografica è associato un coefficiente di amplificazione topografica come da tabella seguente:

Tabella 3.2.VI

CATEGORIA	T1	T2	T3	T4
COEFFICIENTE S_t	1	1,2	1,2	1,4

L'area in esame si pone alla base di un'area di moderata acclività, valutabile nell'ordine di $10\div 12^\circ$ circa, perciò si configura una categoria topografica tipo T1 cui è associato un coefficiente di amplificazione topografica pari a 1,0.

10.7. Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_s e C_c valgono 1; per le altre categorie vengono calcolati in funzione di a_g , F_0 e T_c^* mediante le espressioni fornite nella seguente tabella.

Tabella 3.2.V

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,4 - 0,4 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,7 - 0,6 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,4 - 1,50 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Per il sito in esame otteniamo:

Stato limite	S_s	C_c
SLO	1,200	1,447
SLD	1,200	1,437
SLV	1,200	1,409
SLC	1,165	1,405

10.8 Accelerazione massima al sito

L'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata mediante la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_t \cdot a_g$$

Nel nostro caso per i parametri considerati in precedenza e per lo stato limite SLV si ottiene un valore pari 2,272 m/sec².

10.9 Coefficiente sismico orizzontale e verticale

Il coefficiente sismico orizzontale si ottiene mediante la relazione:

$$k_h = \frac{\beta_s \times a_{\max}}{g}$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ricavabile dalla sottostante tabella.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Nel nostro caso assumendo un valore di β_s pari a 0,24, si ottiene un coefficiente sismico orizzontale (k_h) pari a 0,056.

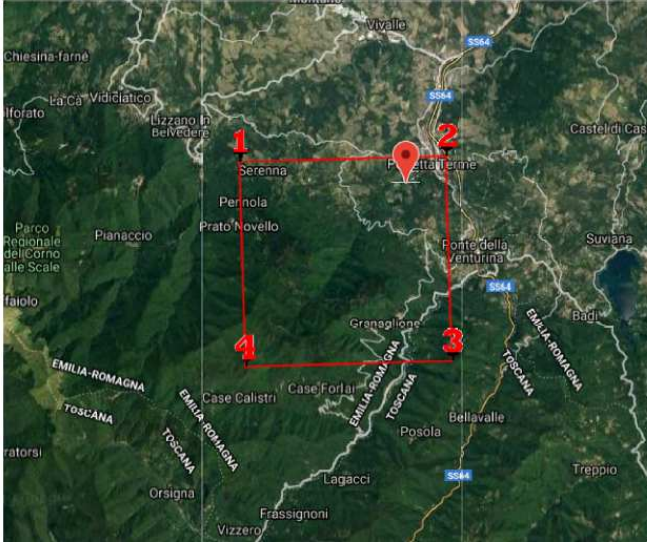
Il coefficiente sismico verticale (k_v) si ottiene mediante la relazione:

$$k_v = 0,5 k_h = 0,028$$

11. DEFINIZIONE DELLA RSL MEDIANTE ANALISI NUMERICA

11.1 Parametri sismici del sito

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Alla scala della singola opera o del singolo sistema geotecnico, la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2 NTC08).

Coordinate del sito (WGS84)	Latitudine 44.150 Longitudine 10.967	
Strategia di progettazione	Vita nominale (Vn): 50 anni Classe d'uso: II Coefficiente d'uso (Cu): 1,0	

Pericolosità sismica di base

Periodo di riferimento (Vr):	50	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLO:	30	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLD:	50	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLV:	475	[anni]
Periodo di ritorno (Tr) SLC:	975	[anni]
Tipo di interpolazione:	Media ponderata	

Coordinate dei punti della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il sito e valori della distanza rispetto al punto in esame.

Punto	ID	Latitudine (ED50) [°]	Longitudine (ED50) [°]	Distanza [m]
1	18278	44.1567	10.9122	4512.761
2	18279	44.1582	10.9819	1327.941
3	18501	44.1082	10.9839	4950.491
4	18500	44.1067	10.9143	6565.790

Parametri di pericolosità sismica.

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.061	2.460	0.254
SLD	50	0.078	2.442	0.262
SLV	475	0.194	2.389	0.289
SLC	975	0.245	2.415	0.293

L'analisi numerica della Risposta Sismica Locale (RSL) viene eseguita mediante il codice di calcolo RSL III di Geostru S.r.l.

La procedura di calcolo adoperata per la valutazione della funzione di trasferimento presuppone come base di partenza uno o più accelerogrammi e la conoscenza della stratigrafia del sito attraverso i seguenti parametri geotecnici per ogni strato.

- peso per unità di volume;
- velocità di propagazione delle onde di taglio;
- coefficiente di spinta laterale;
- modulo di taglio iniziale (opzionale);
- spessore;
- indice di plasticità.

La non linearità del calcolo è introdotta dalla dipendenza del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso dalla deformazione

Le procedure di calcolo utilizzate dal software della Geostru sono riportate in allegato.

11.2 Dati generali

La stratigrafia che caratterizza il modello per i primi 30 metri deriva dagli esiti delle prove geognostiche eseguite, mentre per l'attribuzione della velocità delle onde sismiche di taglio V_s relativa ai differenti strati della colonna sismica, si sono considerati gli esiti dell'indagine sismica eseguita.

Stratigrafia

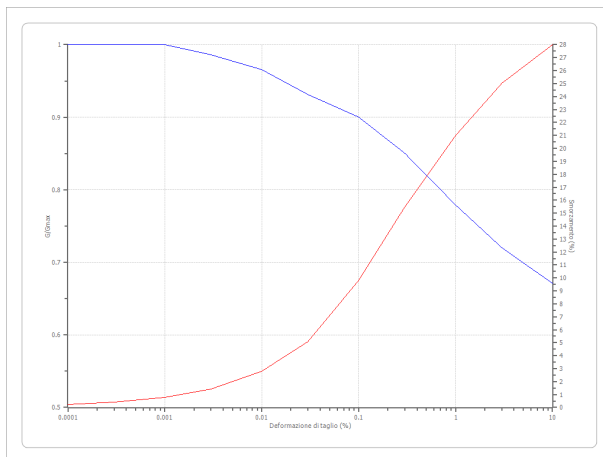
n.	Prof.tà [m]	Spess. [m]	Terreno	Gmax [MPa]	γ . [kN/m ³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1	--	1.8	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	43.58	19.0	150.0	17.1
2	1.8	4.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	126.93	19.3	254.0	72.8
3	5.8	17.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	393.63	19.5	445.0	277.2
4	22.8	45.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	1056.88	20.0	720.0	892.9
5	67.8	∞	Idriss (1990) Rock	1432.57	22.0	800.0	1342.9

Strato con falda: -

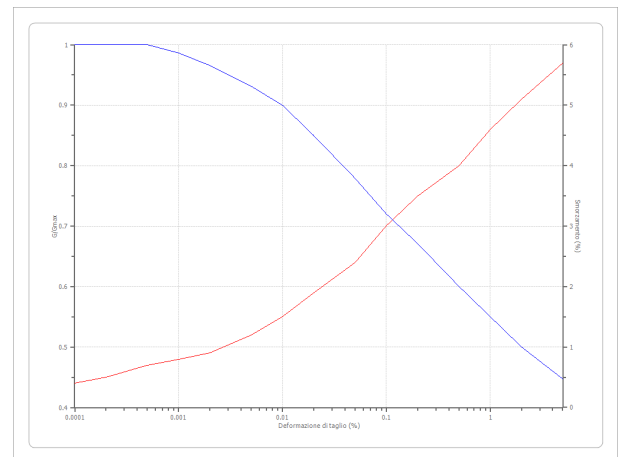
Strato rilevamento accelerogramma: 5 *Bedrock* – Affiorante (*outcrop*)

Ai singoli strati sono state applicate le curve di smorzamento riprodotte di seguito

Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)



Idriss (1990) Rock



11.3 Elaborazione

Al fine di effettuare la modellazione numerica per la valutazione degli effetti di sito è necessario avere a disposizione accelerogrammi da utilizzare come input sismici nella modellazione stessa.

In questo senso si è valutato di utilizzare sette accelerogrammi reali, registrati su roccia, spettro compatibili in media agli spettri di normativa definiti nelle NTC2008, estratti da SEISM-HOME di Eucentre, che permette di ottenere l'input sismico da utilizzare per analisi dinamiche non lineari, per un qualsiasi sito del territorio italiano riferiti ad un periodo di ritorno di 475 anni.

Le impostazioni di analisi adottate sono le seguenti.

Numero di iterazioni	50
Rapporto tra deformazione a taglio effettiva e deformazione massima: $[(M-1)/10]$	0.5
Tipo di modulo elastico	Shake 91
Massimo errore percentuale di convergenza	7.76×10^{-5}

Determinazione del rapporto P_{ga}/P_{ga0} allo SLV

Dall'analisi si sono ottenuti i valori riassunti in tabella.

Profondità	0	1.8	5.8	22.8	67.8	--
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	--
Accelerogramma	P_{ga}				P_{ga0}	P_{ga}/P_{ga0}
TR475_ID18279_1 [g]	0.254	0.249	0.232	0.168	0.193	1.32
TR475_ID18279_2 [g]	0.377	0.309	0.288	0.154	0.192	1.96
TR475_ID18279_3 [g]	0.376	0.323	0.258	0.203	0.193	1.95
TR475_ID18279_4 [g]	0.441	0.279	0.181	0.157	0.189	2.33
TR475_ID18279_5 [g]	0.422	0.347	0.315	0.194	0.182	2.32
TR475_ID18279_6 [g]	0.384	0.320	0.212	0.159	0.193	1.99
TR475_ID18279_7 [g]	0.417	0.279	0.226	0.151	0.203	2.06
Valore medio	0.382	0.301	0.244	0.169	0.192	1.99

SLV

Fattori di amplificazione ICMS 2008

Tai	0.190	[s]
Tvi	0.980	[s]
Tao	0.090	[s]
Tvo	0.490	[s]
Sami	4.580	[m/s ²]
Svmi	0.286	[m/s]
Samo	8.066	[m/s ²]
Svmo	0.387	[m/s]
Fa	1.761	[-]
Fv	1.351	[-]
TB	0.100	[s]
TC	0.301	[s]
TD	2.376	[s]
SA(0)	0.338	[g]
SA(TB)	0.822	[g]

Fattori di amplificazione su intensità spettrale

Periodo minimo [s]	Periodo massimo [s]	FA Housner
0.100	0.500	1.605
0.500	1.000	1.263
0.500	1.500	1.208
0.100	2.500	1.230

Spettro di accelerazione medio SLV

Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.3817	0.26	0.8256	0.52	0.4378	0.98	0.2083	2.25	0.0465
0.01	0.3817	0.27	0.7760	0.53	0.4168	1.00	0.1970	2.30	0.0441
0.02	0.3874	0.28	0.6990	0.54	0.3977	1.05	0.1761	2.35	0.0418
0.03	0.4084	0.29	0.6649	0.55	0.3883	1.10	0.1626	2.40	0.0401
0.04	0.5416	0.30	0.6884	0.56	0.3789	1.15	0.1531	2.50	0.0390
0.05	0.6871	0.31	0.7000	0.57	0.3717	1.20	0.1445	2.60	0.0377
0.06	0.7232	0.32	0.7059	0.58	0.3648	1.25	0.1336	2.70	0.0380
0.07	0.7850	0.33	0.7147	0.60	0.3424	1.30	0.1251	2.80	0.0380
0.08	0.9807	0.34	0.6985	0.62	0.3179	1.35	0.1144	2.90	0.0362
0.09	1.0118	0.35	0.6796	0.64	0.3048	1.40	0.1069	3.00	0.0338
0.10	0.9418	0.36	0.6802	0.66	0.2874	1.45	0.1053	3.10	0.0317
0.11	0.7813	0.37	0.6859	0.68	0.2707	1.50	0.1043	3.20	0.0301
0.12	0.7256	0.38	0.6736	0.70	0.2584	1.55	0.0997	3.30	0.0290
0.13	0.7726	0.39	0.6551	0.72	0.2435	1.60	0.0960	3.40	0.0283
0.14	0.8406	0.40	0.6374	0.74	0.2282	1.65	0.0944	3.50	0.0285
0.15	0.8615	0.41	0.6117	0.76	0.2217	1.70	0.0917	3.60	0.0288
0.16	0.9062	0.42	0.5817	0.78	0.2126	1.75	0.0877	3.70	0.0287
0.17	0.8871	0.43	0.5518	0.80	0.2069	1.80	0.0851	3.80	0.0279
0.18	0.8992	0.44	0.5331	0.82	0.2065	1.85	0.0828	3.90	0.0268
0.19	0.9292	0.45	0.5317	0.84	0.2073	1.90	0.0799	4.00	0.0250
0.20	0.9099	0.46	0.5255	0.86	0.2078	1.95	0.0751		
0.21	0.8554	0.47	0.5223	0.88	0.2124	2.00	0.0697		
0.22	0.8178	0.48	0.5098	0.90	0.2192	2.05	0.0636		
0.23	0.8021	0.49	0.4925	0.92	0.2233	2.10	0.0582		
0.24	0.7998	0.50	0.4790	0.94	0.2225	2.15	0.0538		
0.25	0.8298	0.51	0.4576	0.96	0.2171	2.20	0.0499		

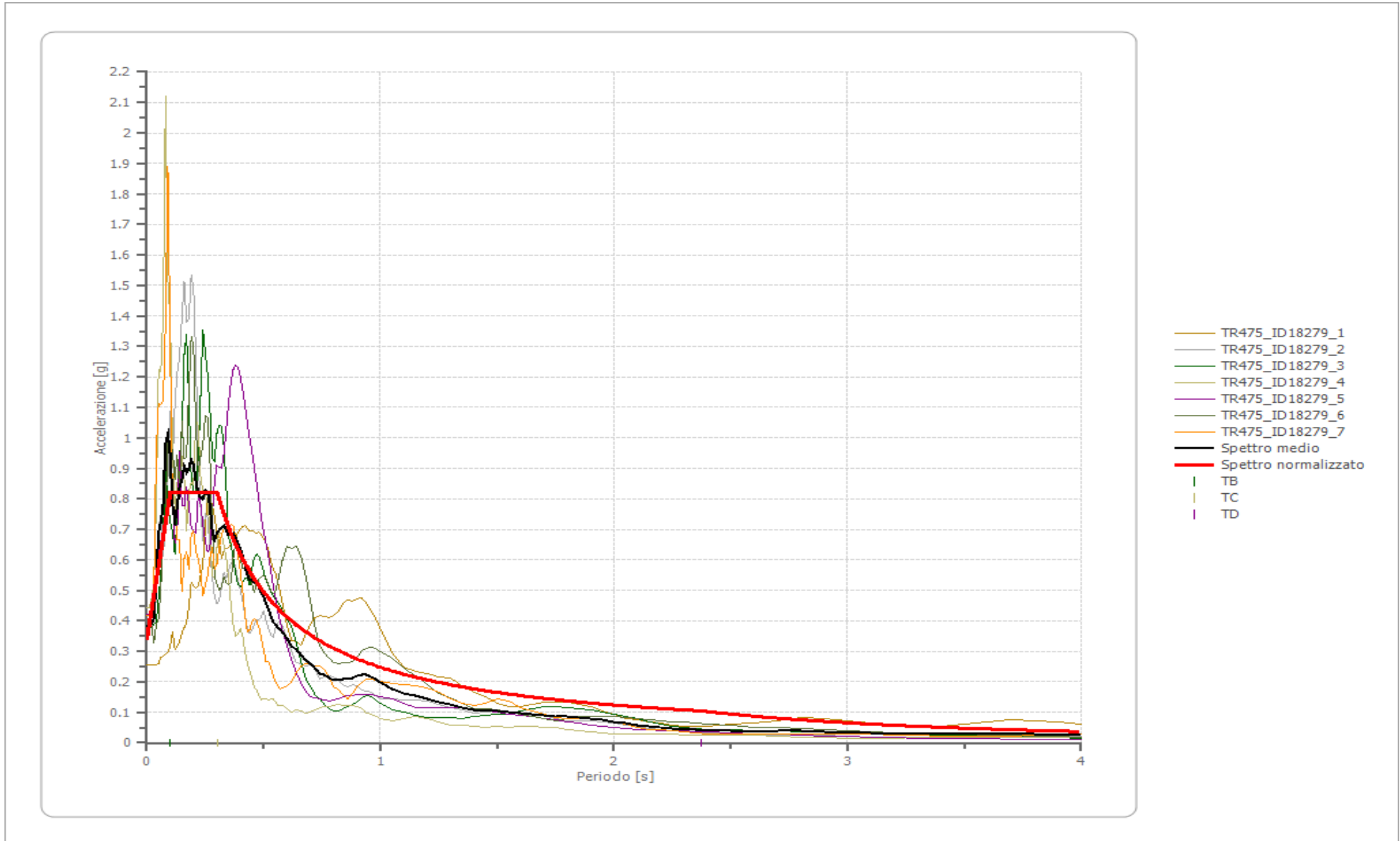
Spettro normalizzato SLV

Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.3383	0.26	0.8222	0.52	0.4763	0.98	0.2527	2.25	0.1101
0.01	0.3865	0.27	0.8222	0.53	0.4673	1.00	0.2477	2.30	0.1077
0.02	0.4347	0.28	0.8222	0.54	0.4587	1.05	0.2359	2.35	0.1054
0.03	0.4829	0.29	0.8222	0.55	0.4503	1.10	0.2252	2.40	0.1032
0.04	0.5311	0.30	0.8222	0.56	0.4423	1.15	0.2154	2.50	0.0991
0.05	0.5792	0.31	0.7990	0.57	0.4345	1.20	0.2064	2.60	0.0953
0.06	0.6274	0.32	0.7740	0.58	0.4270	1.25	0.1981	2.70	0.0917
0.07	0.6756	0.33	0.7506	0.60	0.4128	1.30	0.1905	2.80	0.0885
0.08	0.7238	0.34	0.7285	0.62	0.3995	1.35	0.1835	2.90	0.0854
0.09	0.7720	0.35	0.7077	0.64	0.3870	1.40	0.1769	3.00	0.0826
0.10	0.8202	0.36	0.6880	0.66	0.3753	1.45	0.1708	3.10	0.0799
0.11	0.8222	0.37	0.6694	0.68	0.3642	1.50	0.1651	3.20	0.0774
0.12	0.8222	0.38	0.6518	0.70	0.3538	1.55	0.1598	3.30	0.0751
0.13	0.8222	0.39	0.6351	0.72	0.3440	1.60	0.1548	3.40	0.0728
0.14	0.8222	0.40	0.6192	0.74	0.3347	1.65	0.1501	3.50	0.0708
0.15	0.8222	0.41	0.6041	0.76	0.3259	1.70	0.1457	3.60	0.0688
0.16	0.8222	0.42	0.5897	0.78	0.3175	1.75	0.1415	3.70	0.0669
0.17	0.8222	0.43	0.5760	0.80	0.3096	1.80	0.1376	3.80	0.0652
0.18	0.8222	0.44	0.5629	0.82	0.3021	1.85	0.1339	3.90	0.0635
0.19	0.8222	0.45	0.5504	0.84	0.2949	1.90	0.1304	4.00	0.0619
0.20	0.8222	0.46	0.5384	0.86	0.2880	1.95	0.1270		
0.21	0.8222	0.47	0.5270	0.88	0.2815	2.00	0.1238		
0.22	0.8222	0.48	0.5160	0.90	0.2752	2.05	0.1208		
0.23	0.8222	0.49	0.5055	0.92	0.2692	2.10	0.1179		
0.24	0.8222	0.50	0.4954	0.94	0.2635	2.15	0.1152		
0.25	0.8222	0.51	0.4857	0.96	0.2580	2.20	0.1126		

Parametri spettro normalizzato SLV

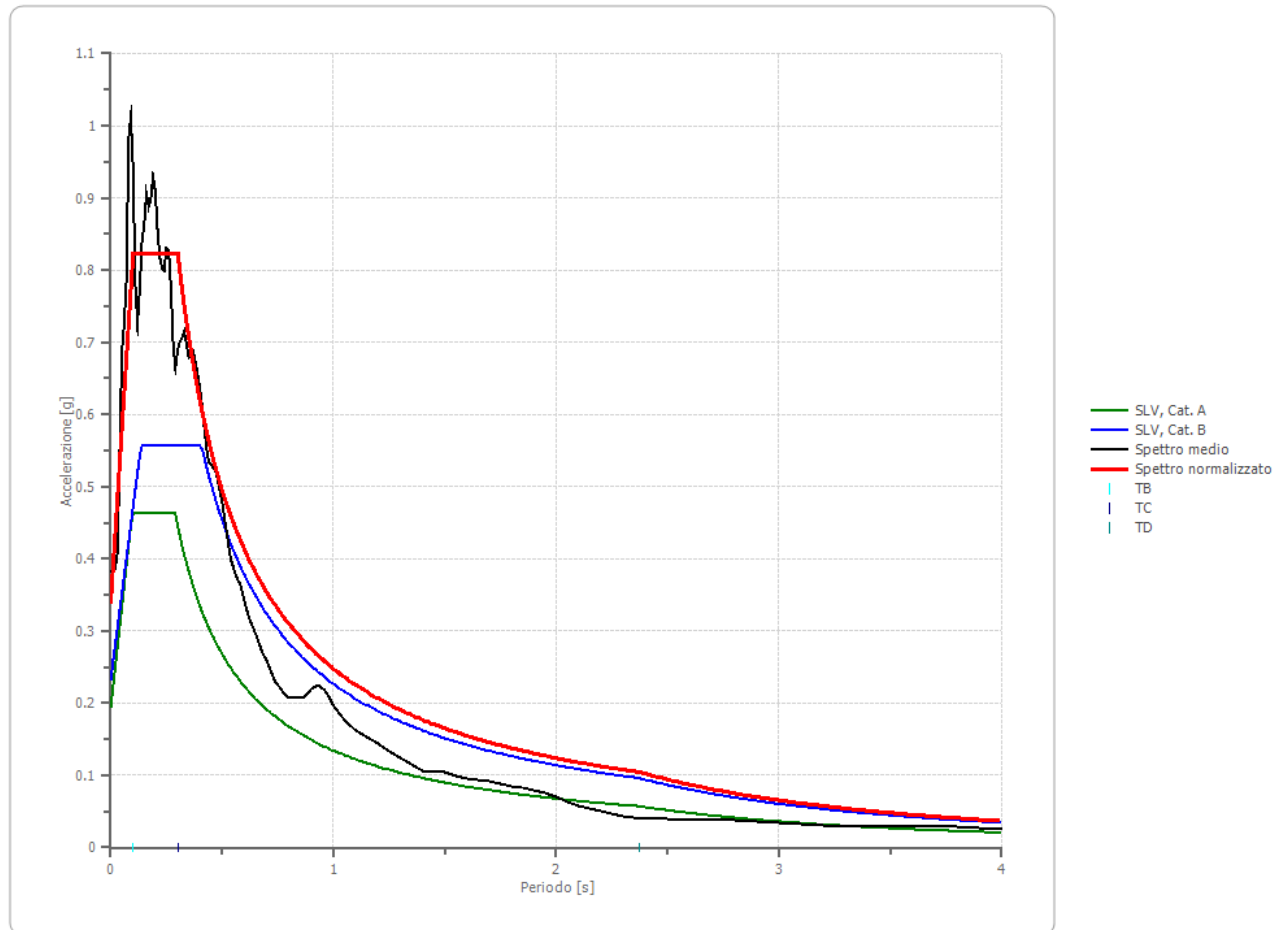
Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
0.338	2.430	--	0.100	0.301	2.376	0.338	0.822

Confronto tra spettri elaborati, spettro medio e spettro normalizzato SLV



Confronto con gli spettri di normativa per un suolo di categoria A e B

Gli spettri normalizzati (in rosso), ricavati dall'analisi numerica, sono stati messi a confronto con gli spettri desumibili dall'analisi secondo la procedura semplificata (§ 3.2.2. NTC08) per un sottosuolo di categoria A-T1 (in verde) e C-T1 (in blu).



La scelta definitiva in merito agli spettri da utilizzarsi nella progettazione rimane comunque di competenza esclusiva del Progettista.

12. STABILITÀ GENERALE DELL'AREA

Come visto in precedenza l'area in esame si imposta su una porzione di versante di esposizione Nord/Est, che nella fascia in esame presenta una acclività media compresa tra 12÷14 % nel quale non si evidenziano allo stato attuale tensioni in atto o incipienti che possano manifestare una scarsa stabilità dello stesso.

La verifica della stabilità attuale dell'area viene eseguita tramite elaboratore meccanico, mediante il metodo di analisi del *Sarma* (1979) successivamente modificato da *Hoek* (1987), basato sulla ricerca delle condizioni di equilibrio limite in corrispondenza di una sezione (SEZ. X-X') disposta lungo la massima pendenza e trasversale all'area in esame; la stessa, come da normativa, viene eseguita secondo l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), che risulta dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico.

Si è analizzato il problema ipotizzando che il terreno del primo sottosuolo sia costituito da un solo litotipo rappresentato dalle argille limose di consistenza da plastica a plastica dura, i cui parametri meccanici, sulla base delle analisi di laboratorio, possono essere adottati pari a:

$$\begin{aligned}\gamma &= 20,2 \text{ kN/m}^3 \\ c' &= 25,45 \text{ kN/m}^2 \\ \phi' &= 24,0^\circ\end{aligned}$$

Sulla base dell'analisi statistica dai valori suddetti si possono ottenere i seguenti parametri caratteristici:

$$\begin{aligned}\gamma_k &= 20,2 \text{ kN/m}^3 \\ c'_k &= 20,3 \text{ kN/m}^2 \\ \phi'_k &= 19,8^\circ\end{aligned}$$

Applicando i coefficienti riduttivi previsti dalla normativa si ottiene:

$$\begin{aligned}\gamma_d &= 20,2 \text{ kN/m}^3 \\ c'_d &= 16,2 \text{ kN/m}^2 \\ \phi'_d &= 15,3^\circ\end{aligned}$$

Per la sezione utilizzata vengono individuati tratti significativi per i quali si valuta il fattore di sicurezza in assenza di falda e di sisma (verifica 1), in presenza di falda e assenza di falda (verifica 2) ed in presenza di falda e di sisma (verifica 3).

Nel caso di verifica in presenza di falda si ipotizza che la stessa si posizioni ad una profondità variabile da 2,00 m a 3,00 m dal p.c. attuale.

Per tener conto dei fenomeni di amplificazione del moto sismico all'interno del pendio si applica il metodo pseudostatico nel quale l'azione sismica è

rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume di terreno potenzialmente instabile.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica, nelle verifiche agli SLU, vengono considerate le seguenti forze statiche equivalenti:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

Essendo F_h e F_v la componente orizzontale e verticale della forza di inerzia applicata al baricentro del concio e K_h e K_v i coefficienti sismici orizzontali e verticali così come calcolati nella RSL.

Il coefficiente sismico orizzontale si ottiene mediante la relazione:

$$k_h = \frac{\beta_s \times a_{\max}}{g}$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ricavabile dalla sottostante tabella.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Nel nostro caso per $a_g (g) = 0,338$ si ottiene un valore di β_s pari a 0,28, e un coefficiente sismico orizzontale (k_h) pari a 0,094.

Il coefficiente sismico verticale (k_v) si ottiene mediante la relazione:

$$k_v = 0,5 k_h = 0,047$$

Trattandosi di un pendio con inclinazione mediamente inferiore a 15° il coefficiente di amplificazione topografica (ST) risulta pari a 1,0.

Come si evidenzia dalle tavole allegate i coefficienti minimi di sicurezza (F) che si ottengono per le verifiche eseguite risultano sempre superiori a quanto richiesto dall'attuale normativa.

Da quanto sopra si può pertanto concludere che allo stato attuale il versante in esame e oggetto dell'intervento nel suo complesso si può ritenere stabile.

13. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

In occasione di un evento sismico particolare attenzione deve essere posta nella liquefazione dei terreni, ovvero la fluidificazione degli stessi con perdita improvvisa della resistenza al taglio, tendenza all'addensamento e conseguente riduzione di volume.

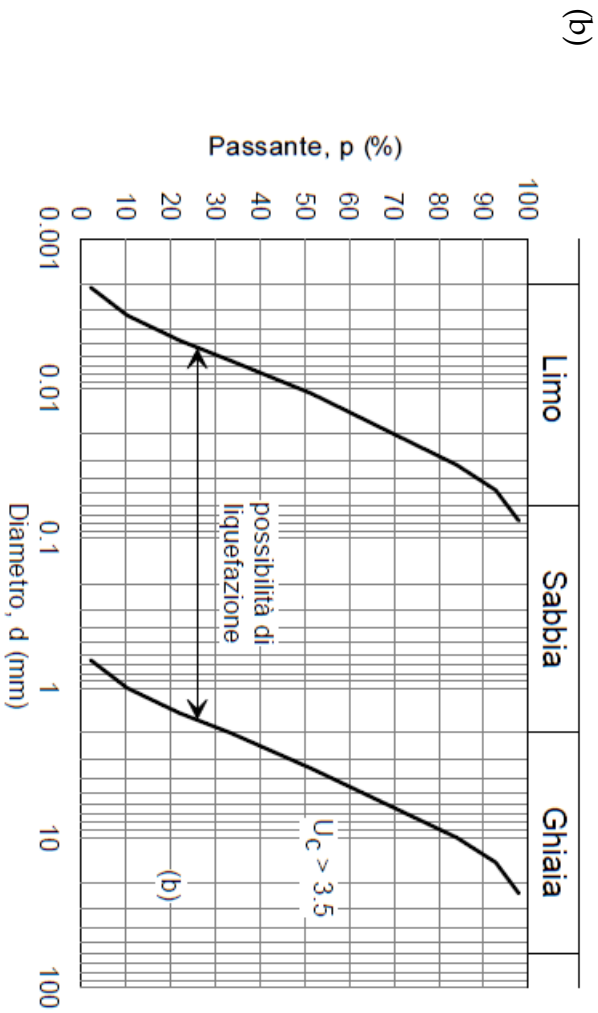
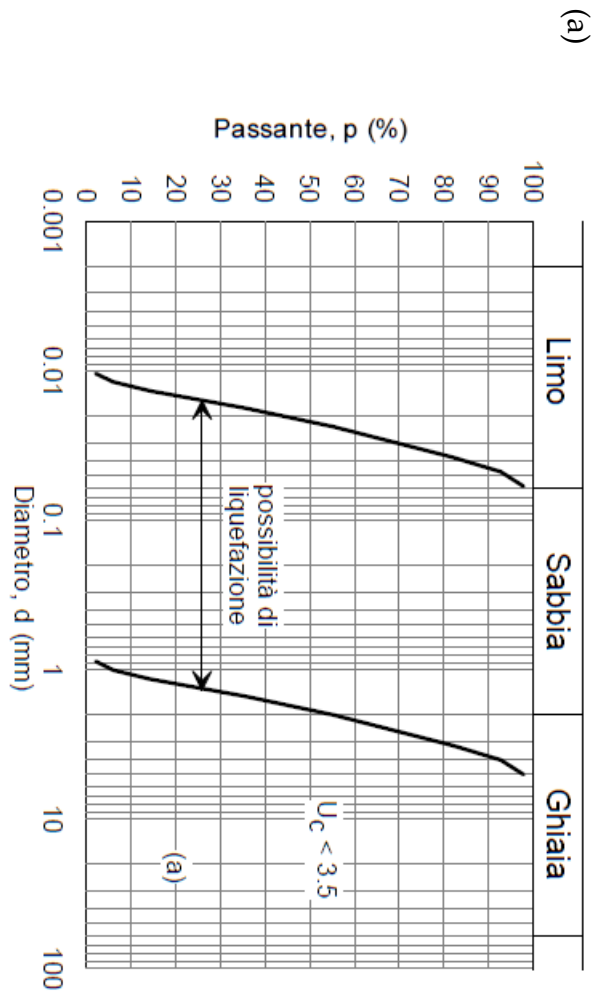
La verifica alla liquefazione può essere omessa quando risulta soddisfatta almeno uno delle seguenti circostanze come da N.T.C. 7.11.3.4.2:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5; come visto in precedenza sulla base degli "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica – Gruppo di Lavoro MS 2008" le valutazioni vengono effettuate utilizzando la magnitudo massima attestata di 6,14 (*non soddisfatta*).
2. Accelerazione massima attesa al p.c. in condizioni di campo libero minore di 0,1g; nel nostro caso $a_{max} = 0,338$ (*non soddisfatta*).

Quando le condizioni 1 e 2 non risultano soddisfatte, le indagini devono essere finalizzate alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle successive condizioni:

3. Profondità media stagionale della falda superiore a 15,00 m dal p.c., per p.c. suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali; nel nostro caso al termine dell'indagine all'interno del foro di prova n. 1 è stata rilevata la presenza di acqua alla profondità di circa 2,60 m; si tratta di modeste circolazioni idriche periodiche permeanti i terreni colluviali, specie a seguito di precipitazioni persistenti (*non soddisfatta*).
4. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $(q_{c1n}) > 180$; dalle prove penetrometriche la litologia di superficie è rappresentata da argille e limi compatte (*soddisfatta*).
5. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U < 3,5$ ed in figura (b) per terreni con $U > 3,5$; a livello operativo l'applicazione di questo criterio implica l'esecuzione di un sondaggio con prelievo di campioni di sabbia satura.

Essendo soddisfatta almeno una delle seguenti circostanze come da N.T.C. 7.11.3.4.2, la verifica viene omessa.



14. RESISTENZA DI PROGETTO DEI TERRENI IN CONDIZIONI STATICHE

In accordo con le NTC sono stati effettuati i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU).

Secondo la Normativa la valutazione del grado di sicurezza si ottiene adottando il "Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali" e verificando la relazione:

$$Ed \leq Rd$$

dove:

Ed: valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione nelle varie combinazioni di calcolo;

Rd: valore di progetto della resistenza del terreno.

Sulla base dei dati di resistenza meccanica ricavati dall'indagine geognostica eseguita è possibile valutare, in questa fase in via orientativa, la resistenza di progetto dei terreni del primo sottosuolo.

Come visto in precedenza i litotipi presenti nell'area indagata, al disotto di un orizzonte di terreno pedogenizzato e/o di alterazione, dello spessore variabile mediamente da 0,60 m a 1,00 m, sono rappresentati da limi argillosi di consistenza da plastica a plastica dura interessati localmente da circolazioni idriche, sostituiti da una profondità variabile da 1,40 m a 2,80 m da argille limose di consistenza da dura a molto dura.

Di seguito, utilizzando i parametri di resistenza meccanica misurati nel corso delle penetrometrie statiche eseguite, in modo indicativo, non essendo a conoscenza della tipologia dei fabbricati in progetto e dell'approfondimento delle fondazioni degli stessi, si verifica la resistenza di progetto dei suddetti terreni prendendo in esame sistemi fondali diretti di tipo nastriforme attestati all'interno dei limi argillosi di consistenza plastica - plastica dura (unità geotecnica A) e dura - molto dura (unità geotecnica B).

Si rimanda ad una analisi più approfondita e dettagliata l'esatta verifica della capacità portante, in relazione anche alle tipologie costruttive ed a particolari esigenze.

La verifica del valore di progetto della resistenza del terreno viene eseguita secondo la teoria proposta da *Brinch-Hansen* (1970), estensione dell'equazione di *Buisman* (1935) e *Terzaghi* (1943), basata sulle seguenti ipotesi:

- omogeneità ed isotropia del terreno;
- non resistenza del terreno agli sforzi tensionali di trazione;
- rigidità infinita della struttura di fondazione rispetto al terreno.

Per le considerazioni suddette la formula di *Brinch-Hansen* viene ad assumere la seguente struttura:

$$R_d = (1/2 \gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma z_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c g_c b_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q g_q b_q z_q) r_g / \gamma_R$$

dove:

γ' = peso di volume del terreno posto al disotto della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

N_γ ; N_c ; N_q = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;

c' = coesione del terreno;

$q = (\gamma \cdot D)$ = sovraccarico agente ai bordi della fondazione dove γ è il peso di volume del terreno e D è l'incastro della fondazione;

s_γ ; s_c ; s_q = fattori di forma della fondazione;

d_γ ; d_c ; d_q = fattori di profondità della fondazione;

i_γ ; i_c ; i_q = fattori inclinazione carico sulla fondazione;

g_γ ; g_c ; g_q = fattori dipendenti dall'inclinazione del terreno;

b_γ ; b_c ; b_q = fattori dipendenti dall'inclinazione della fondazione;

z_γ ; z_c ; z_q = fattori correzione sismico inerziale;

r_g = fattore riduttivo applicato per elevati valori di B (Bowles);

γ_R = coefficiente parziale per la verifica agli stati ultimi di fondazioni superficiali.

Trovandoci in presenza di terreni prevalentemente coesivi la verifica della capacità portante degli stessi viene eseguita in condizioni non drenate (condizioni più critiche); in questo caso l'angolo di attrito interno del terreno (φ) viene considerato uguale a zero e la resistenza al taglio totale viene affidata alla sola coesione non drenata il cui valore viene ricavato empiricamente mediante la relazione:

$$C_u = \frac{q_{c_m} - \sigma'_{v_0}}{N_{cp}}$$

dove:

q_{c_m} = valore medio di resistenza meccanica del terreno posto al disotto del piano di posa delle fondazioni;

σ'_{v_0} = tensione verticale efficace;

N_{cp} = coefficiente adimensionale funzione della litologia e delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni.

Per le condizioni suddette la formula di *Brinch-Hansen*, non considerando i fattori correttivi che tengono conto dell'approfondimento della fondazione, ipotizzando il piano di posa della fondazione orizzontale, che il carico trasmesso sulla stessa risulti centrato, e per una inclinazione del terreno $\beta = 0$, si riduce a:

$$R_d = (cud \cdot N_c \cdot z_c \cdot s_c + q) \cdot r_g / \gamma_R$$

dove:

cud = coesione non drenata di progetto;

$N_c = (2 + \pi) =$ fattore capacità portante;

z_c = fattore correzione sismico inerziale;

s_c = fattore di forma della fondazione; pari a $1 + 0,2 \cdot (B/L)$;

$q = (\gamma \cdot D) =$ sovraccarico agente ai bordi della fondazione; dove γ è il peso di volume del terreno e D è l'incastro della fondazione;

r_g = fattore riduttivo applicato per elevati valori di B (Bowles), pari a $1 - 0,25 \log_{10}(B/2)$; per valori di $B < 2$ m, lo stesso si assume unitario.

Per la verifica del valore di progetto della capacità portante del terreno, la normativa prevede l'utilizzo di valori di progetto (V_d) ottenuti applicando, ai valori caratteristici (V_k), dei coefficienti parziali riduttivi funzione della tipologia di Approccio utilizzata.

Per i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU) verrà utilizzato sia l'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2), che risulta dimensionante per le verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo geotecnico, che l'Approccio 2 (A1+M1+R3).

Nella tabella seguente vengono riportati i coefficienti parziali riduttivi previsti dalla normativa per i parametri geotecnici del terreno.

Tabella 6.2.II

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE		
		γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi' k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$c' k$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{c_u}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,00	1,00

Il valore caratteristico della coesione non drenata (c_{uk}), trovandoci in presenza di una fondazione rigida cui è associata un importante volume significativo di terreno, è definito come il 5° percentile della distribuzione lognormale della media dei dati delle verticali indagate nel volume di influenza, al quale viene applicato il coefficiente M1 o M2 previsto dalla Normativa per ottenere il valore di cud .

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma viene introdotto il fattore correttivo z_c ottenuto dalla formula:

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot kh$$

dove:

k_h = coefficiente sismico orizzontale.

Per un valore di k_h pari a 0,094, si ottiene un valore di z_c pari a 0,970.

Il valore γ_R (coefficiente parziale per la verifica agli stati ultimi di fondazioni superficiali) si ricava dalla seguente tabella:

Tabella 6.4.I

Verifica	Coefficiente parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Nel nostro caso, non considerando la superficie efficace della fondazione, otteniamo:

Unità geotecnica A; B<2,00 m

$s_c = 1,0$;

$r_g = 1,0$.

- *Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)*

Punto N	Litologia	C_{uk} (kPa)	C_{ud} (kPa)	$\varphi'k$ (°)	$\varphi'd$ (°)	γ_R	Rd (kPa)
1	LA	85	60,7	-	-	1,8	178,8
2	LA	95	67,8	-	-	1,8	198,5
3	LA	120	85,7	-	-	1,8	248,0

- *Approccio 2 (A1+M1+R3)*

Punto N	Litologia	C_{uk} (kPa)	C_{ud} (kPa)	$\varphi'k$ (°)	$\varphi'd$ (°)	γ_R	Rd (kPa)
1	LA	85	85,0	-	-	2,3	192,6
2	LA	95	95,0	-	-	2,3	214,3
3	LA	120	120,0	-	-	2,3	268,5

Unità geotecnica B; B<2,00 m

sc = 1,0;

rg = 1,0.

- *Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2)*

Punto N	Litologia	C _{uk} (kPa)	C _{ud} (kPa)	φ' _k (°)	φ' _d (°)	γ _R	R _d (kPa)
1	AL	160	114,3	-	-	1,8	327,3
2	AL	170	121,4	-	-	1,8	346,9
3	AL	180	128,6	-	-	1,8	366,9

- *Approccio 2 (A1+M1+R3)*

Punto N	Litologia	C _{uk} (kPa)	C _{ud} (kPa)	φ' _k (°)	φ' _d (°)	γ _R	R _d (kPa)
1	AL	160	160,0	-	-	2,3	355,2
2	AL	170	170,0	-	-	2,3	376,8
3	AL	180	180,0	-	-	2,3	398,5

Sarà cura del progettista, sulla base della conoscenza dei parametri di progetto, della geometria del sistema fondale e delle azioni di progetto, la verifica della disequazione $E_d < R_d$.

15. CONSIDERAZIONI FINALI

L'area in esame si imposta ad una quota compresa tra 415,00 m e 420,00 m s.l.m., nella porzione basale di un versante di acclività media ($20 \div 22$ %; $10 \div 12^\circ$) di esposizione Nord/Est, che si esaurisce in corrispondenza dell'alveo del Rio Maggiore.

Per ciò che concerne la stabilità generale, nell'area in esame ed in quelle adiacenti non si evidenziano segni tensionali che possano fare pensare a movimenti gravitativi in atto o incipienti; verifiche di stabilità hanno confermato la buona stabilità della stessa.

Relativamente alle tavole concernenti il Rischio da Frana e assetto dei versanti del Piano Stralcio per l'assetto idrogeologico Autorità di Bacino Valle del Reno, nella TAV. 1.1 l'area in esame è classificata a rischio medio pertanto soggetta alle prescrizioni dell'Art. 11 e nella TAV. 2.1 come area da sottoporre a verifica pertanto soggetta alle prescrizioni dell'Art. 12.

L'indagine geognostica ha evidenziato come la litologia del primo sottosuolo al tetto, al di sotto di un orizzonte di terreno pedogenizzato dello spessore variabile da 0,60 m a 1,00 m, risulta caratterizzata dalla presenza di dei limi argillosi e/o viceversa di origine presumibilmente colluviale, di colore beige, di consistenza da plastica a plastica dura ($q_d = 1,9 \div 3,6$ MPa) ed umidità media, inglobanti trovanti di piccole dimensioni.

I suddetti terreni presentano lo spessore minimo a Nord dell'area (fascia di valle) dove sono presenti sino a circa 1,40 m, mentre spostandoci verso monte ed Est si evidenziano sino ad una profondità media di $2,60 \div 2,80$ m.

Il campione indisturbato prelevato nel corso del sondaggio alla profondità di $1,50 \div 1,90$ m nella fascia di monte, è risultato costituito da argilla compatta di colore marrone, con frustoli carbonatici e concrezioni calcaree (passante al $0,075$ mm = 90,0 %), di plasticità media ($I_p = 24$), consistenza semisolido ($IC = 1,04$) e di compressibilità media elevata ($LL = 49$) (classificazione U.S.C.S. = CL o CH); il contenuto in acqua (w) è risultato pari mediamente al 23,7 % ed il peso di volume (γ) pari a 20,19 kN/mc.

Alla prova di taglio diretto C.D. i valori di picco hanno indicato una coesione (c') pari a $25,45$ kN/m² ed un angolo di attrito interno (ϕ) di $24,0^\circ$.

I suddetti litotipi sono sopportati da argille limose e/o viceversa di consistenza da dura molto dura ($q_d = 4,7 \div 6,9$ MPa), inglobanti frammenti lapidei, che precedono il substrato argillitico di consistenza molto elevata ($q_d = 7,6 \div 18,8$ MPa) evidenziato ad una profondità variabile da 4,60 m (fascia Nord) a 6,60 m (fascia di monte).

Al termine dell'indagine localmente è stata rilevata la presenza di acqua alla profondità di circa 2,60 m; si tratta di modeste circolazioni idriche periodiche permeanti i terreni colluviali, specie a seguito di precipitazioni persistenti.

I terreni del primo sottosuolo al p.c. presentano una Vs30 media pari a 398 m/sec, pertanto ricadono nella Categoria B, che comprende *“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $Cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fine”)*.

La modellazione della risposta sismica locale (III Livello) ha consentito di determinare i valori del Fattore di Amplificazione (F.A.), in termini di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGA0) e di intensità spettrale (IS).

Il fattore di amplificazione in superficie F.A. in termini di accelerazione massima orizzontale (PGA/PGA0) è pari a 2,0.

I fattori di amplificazione in superficie F.A. in termini di velocità spettrale sono riassunti nella seguente tabella

Periodo minimo [s]	Periodo massimo [s]	FA Housner
0.100	0.500	1.605
0.500	1.000	1.263
0.500	1.500	1.208
0.100	2.500	1.230

Lo spettro normalizzato determinato sulla base dell'involuppo dei valori medi di 7 accelerogrammi è caratterizzato dai parametri seguenti

Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
0.338	2.430	--	0.100	0.301	2.376	0.338	0.822

Nell'area in esame sedimenti potenzialmente liquefacibili sono inesistenti, essendo la litologia di superficie rappresentata da argille limose di buona consistenza, supportate da un substrato argillitico di consistenza semilapidea.

I terreni limo argillosi di consistenza da plastica a plastica dura nel caso di un sistema fondale diretto nastriforme, non considerando la superficie efficace dello stesso, consentono valori di resistenza di progetto variabili da 178,8 kN/m² a 248,0 kN/m² nel caso di verifica mediante *“Approccio 1 Combinazione 2”* e variabili da 192,6 kN/m² a 268,5 kN/m² nel caso di *“Approccio 2”*, mentre i limi argillosi di consistenza da dura a molto dura, sempre per le stesse condizioni, consentono valori di

resistenza di progetto variabili da 327,3 kN/m² a 366,9 kN/m² (Approccio 1 Combinazione 2) a 355,2 kN/m² a 398,5 kN/m² (Approccio 2).

In considerazione di quanto sopra si può pertanto affermare che da un punto di vista geologico, seguendo le prescrizioni sopra riportate, non vi è nulla che impedisca la realizzazione di quanto in progetto.

Casalecchio di Reno, 05 Marzo 2018



ALLEGATI

Indagine geognostica

Committente : Immobiliare Torretta srl

Rapporto di prova N°: **18.0084 /RSP**

Località : Alto Reno Terme (BO)

Cantiere : via Matteotti

Data prova: 20/02/2018

n° prova : 1

Quota: ---

Profondità falda : 2.60 m

Codice lavoro: 2018.010

Attrezzatura: Penetrometro dinamico Emilia-DPSH

Procedura di prova: ---

Note:

prof. (m)	N	qd MPa	m
0.20	1	1.1	m 0
0.40	1	1.1	
0.60	1	1.1	
0.80	1	1.1	
1.00	1	1.1	m 1
1.20	2	1.9	
1.40	2	1.9	
1.60	2	1.9	
1.80	3	2.9	
2.00	3	2.9	m 2
2.20	4	3.6	
2.40	4	3.6	
2.60	4	3.6	
2.80	3	2.7	
3.00	9	8.1	m 3
3.20	7	5.8	
3.40	7	5.8	
3.60	9	7.5	
3.80	6	5.0	
4.00	7	5.8	m 4
4.20	6	4.7	
4.40	6	4.7	
4.60	7	5.5	
4.80	8	6.2	
5.00	9	7.0	m 5
5.20	8	5.9	
5.40	7	5.1	
5.60	7	5.1	
5.80	18	13.2	
6.00	9	6.6	m 6
6.20	9	6.2	
6.40	8	5.5	
6.60	10	6.9	
6.80	16	11.0	
7.00	16	11.0	m 7
7.20	16	10.4	
7.40	15	9.8	
7.60	14	9.1	
7.80	17	11.1	
8.00	21	13.7	m 8
8.20	19	11.7	
8.40	20	12.4	
8.60	25	15.5	
8.80	24	14.8	
9.00	23	14.2	m 9
9.20	25	14.7	
9.40	28	16.5	
9.60	26	15.3	
9.80	28	16.5	
10.00	32	18.8	m 10

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	20/02/2018	Dr. Grimandi	Dr. Luca Conti

Rapporto di prova N°: **18.0085 /RSP**

Committente : Immobiliare Torretta srl
 Località : Alto Reno Terme (BO)
 Cantiere : via Matteotti

Data prova: 20/02/2018

n° prova : 2

Quota: ---

Profondità falda : assente

Codice lavoro: 2018.010

Attrezzatura: Penetrometro dinamico Emilia-DPSH

Procedura di prova: ---

Note: ---

prof. (m)	N	qd MPa	
0.20	1	1.1	m 0
0.40	2	2.1	
0.60	1	1.1	
0.80	2	2.1	
1.00	2	2.1	m 1
1.20	3	2.9	
1.40	3	2.9	
1.60	2	1.9	
1.80	3	2.9	
2.00	8	7.8	m 2
2.20	13	11.7	
2.40	4	3.6	
2.60	3	2.7	
2.80	8	7.2	
3.00	9	8.1	m 3
3.20	9	7.5	
3.40	7	5.8	
3.60	5	4.2	
3.80	9	7.5	
4.00	7	5.8	m 4
4.20	8	6.2	
4.40	8	6.2	
4.60	5	3.9	
4.80	16	12.5	
5.00	16	12.5	m 5
5.20	7	5.1	
5.40	9	6.6	
5.60	9	6.6	
5.80	16	11.7	
6.00	11	8.0	m 6
6.20	10	6.9	
6.40	11	7.6	
6.60	19	13.1	
6.80	17	11.7	
7.00	11	7.6	m 7
7.20	12	7.8	
7.40	13	8.5	
7.60	11	7.2	
7.80	16	10.4	
8.00	13	8.5	m 8
8.20	16	9.9	
8.40	15	9.3	
8.60	18	11.1	
8.80	19	11.7	
9.00	20	12.4	m 9
9.20	25	14.7	
9.40	26	15.3	
9.60	24	14.1	
9.80	23	13.5	
10.00	26	15.3	m 10

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	20/02/2018	Dr. Grimandi	Dr. Luca Conti

Committente : Immobiliare Torretta srl
 Località : Alto Reno Terme (BO)
 Cantiere : via Matteotti
 n° prova : 3
 Profondità falda : assente
 Attrezzatura : Penetrometro dinamico Emilia-DPSH
 Note : ---

Rapporto di prova N°: **18.0086 /RSP**
 Data prova: 20/02/2018
 Quota: ---
 Codice lavoro: 2018.010
 Procedura di prova: ---

prof. (m)	N	qcd MPa	m
0.20	1	1.1	m 0
0.40	2	2.1	
0.60	1	1.1	
0.80	3	3.2	
1.00	3	3.2	m 1
1.20	11	10.7	
1.40	3	2.9	
1.60	7	6.8	
1.80	9	8.7	
2.00	5	4.8	m 2
2.20	7	6.3	
2.40	12	10.8	
2.60	7	6.3	
2.80	15	13.4	
3.00	9	8.1	m 3
3.20	9	7.5	
3.40	10	8.3	
3.60	7	5.8	
3.80	7	5.8	
4.00	9	7.5	m 4
4.20	6	4.7	
4.40	6	4.7	
4.60	6	4.7	
4.80	14	10.9	
5.00	20	15.6	m 5
5.20	13	9.5	
5.40	11	8.0	
5.60	13	9.5	
5.80	26	19.0	
6.00	21	15.4	m 6
6.20	19	13.1	
6.40	12	8.3	
6.60	14	9.7	
6.80	18	12.4	
7.00	17	11.7	m 7
7.20	20	13.0	
7.40	21	13.7	
7.60	22	14.3	
7.80	23	15.0	
8.00	25	16.3	m 8
8.20	28	17.3	
8.40	26	16.1	
8.60	24	14.8	
8.80	26	16.1	
9.00	27	16.7	m 9
9.20	29	17.0	
9.40	31	18.2	
9.60	26	15.3	
9.80	28	16.5	
10.00	32	18.8	m 10

Revisione	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
0	20/02/2018	Dr. Grimandi	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l.

40033 Casalecchio di Reno (BO)
Via Cinarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072
P.I. 04135500371

DPSH 1

Data prova: 20/02/2018
Quota: ---
Codice lavoro: 2018.010

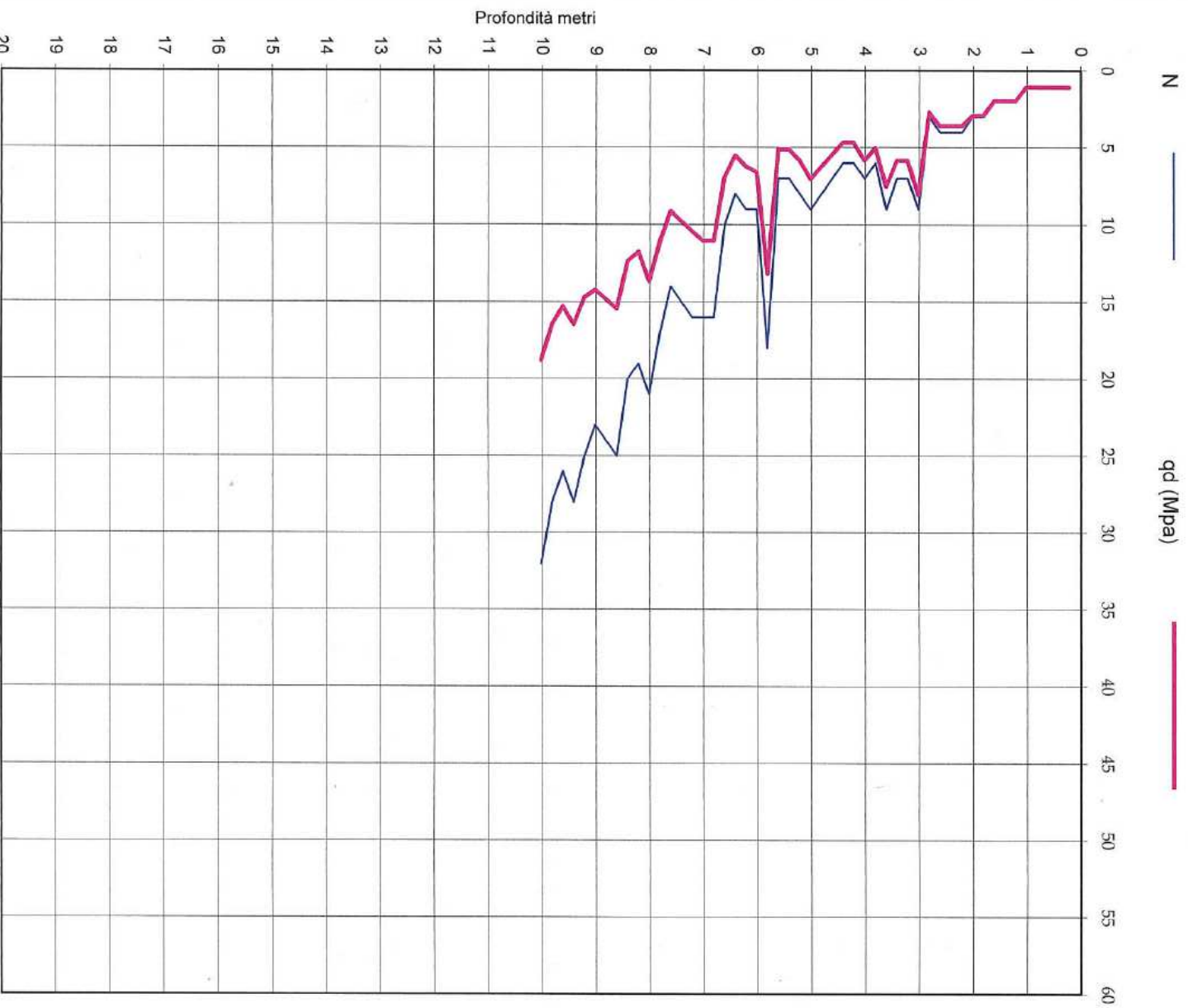
Committente: Immobiliare Torretta srl

Località: Alto Reno Terme (BO)

via Matteotti

Rapporto di prova N. 18.0084 /RSP

Attrezzatura: Penetrometro dinamico Emilia-DPSH



Profondità acqua da p.c. : 2.60 m

Note: ---

GEO-PROBE S.r.l. Indagini Geognostiche

Procedure di prova	Rapporto di prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
---	18.0084 /RSP	0	20/02/2018	Dr. Grimandi	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l.

DPSH 2

40033 Casalecchio di Reno (BO)
Via Cimaroia, 119 - Tel. 051/61.33.072
P.I. 04135500371

Data prova: 20/02/2018
Quota: ---
Codice lavoro: 2018.010

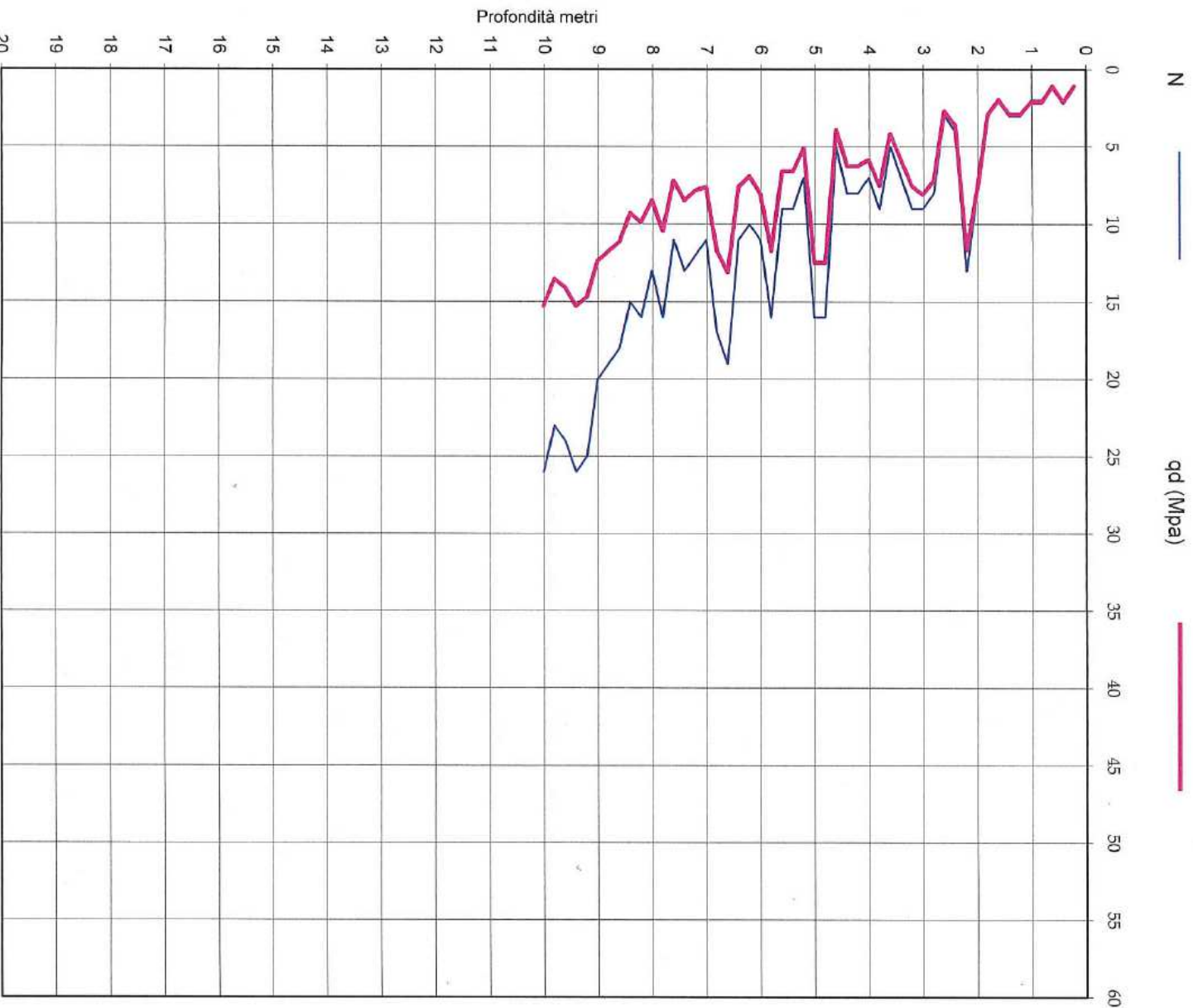
Committente: Immobiliare Torretta srl

Rapporto di prova N. 18.0085 /RSP

Località: Alto Reno Terme (BO)

via Matteotti

Attrezzatura: Penetrometro dinamico Emilia-DPSH



Profondità acqua da p.c. : assente

Note: ---

GEO-PROBE S.r.l. Indagini Geognostiche

Procedure di prova	Rapporto di prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
---	18.0085 /RSP	0	20/02/2018	Dr. Grimandi	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l.

40033 Casalecchio di Reno (BO)
Via Cimara, 119 - Tel. 051/61.33.072

P.I. 04135500371

DPSH 3

Data prova: 20/02/2018
Quota: ---
Codice lavoro: 2018_010

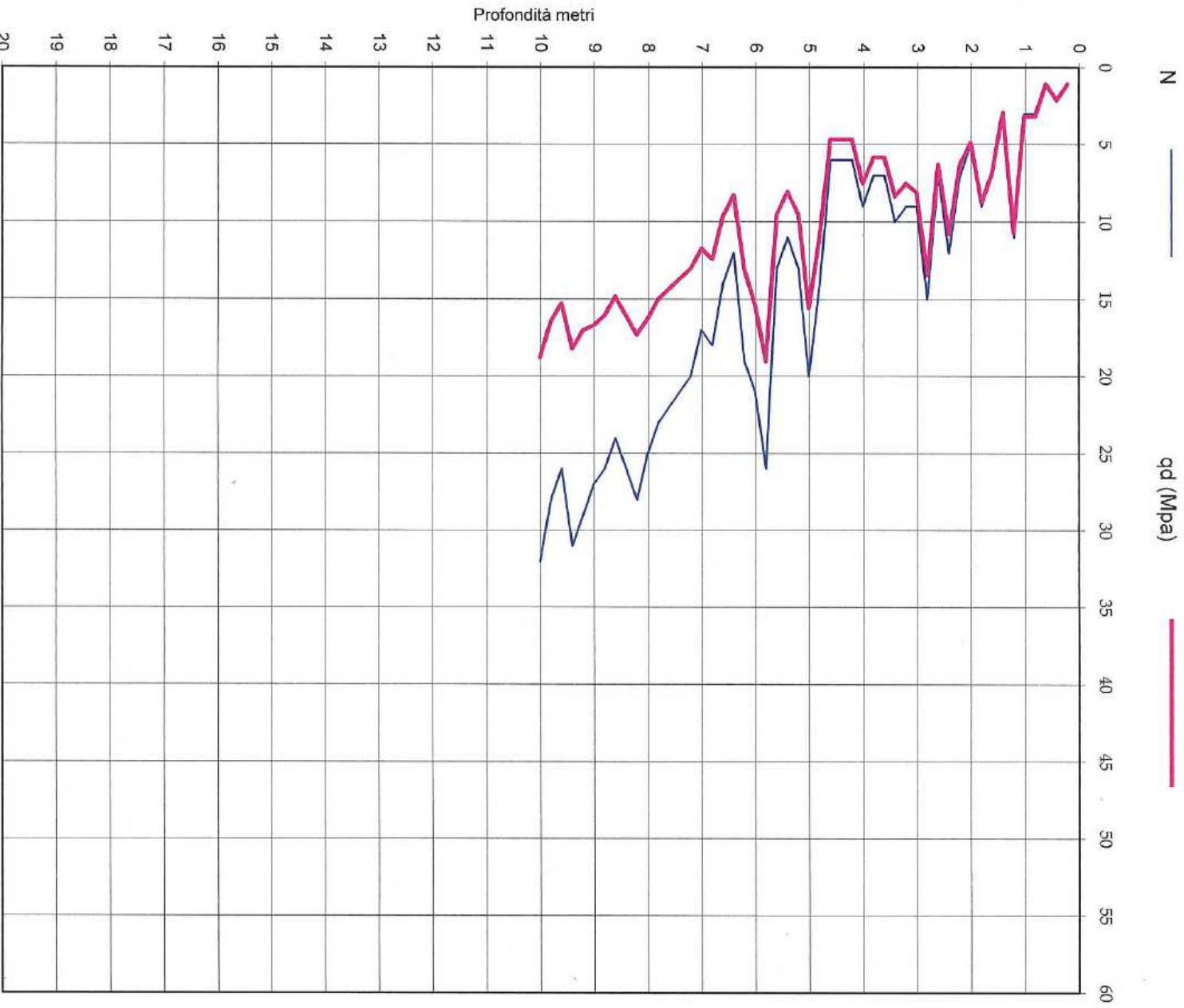
Committente: Immobiliare Torretta srl

Località: Alto Reno Terme (BO)

via Matteotti

Rapporto di prova N. 18.0086 /RSP

Attrezzatura: Penetrometro dinamico Emilia-DPSH



Note: ---

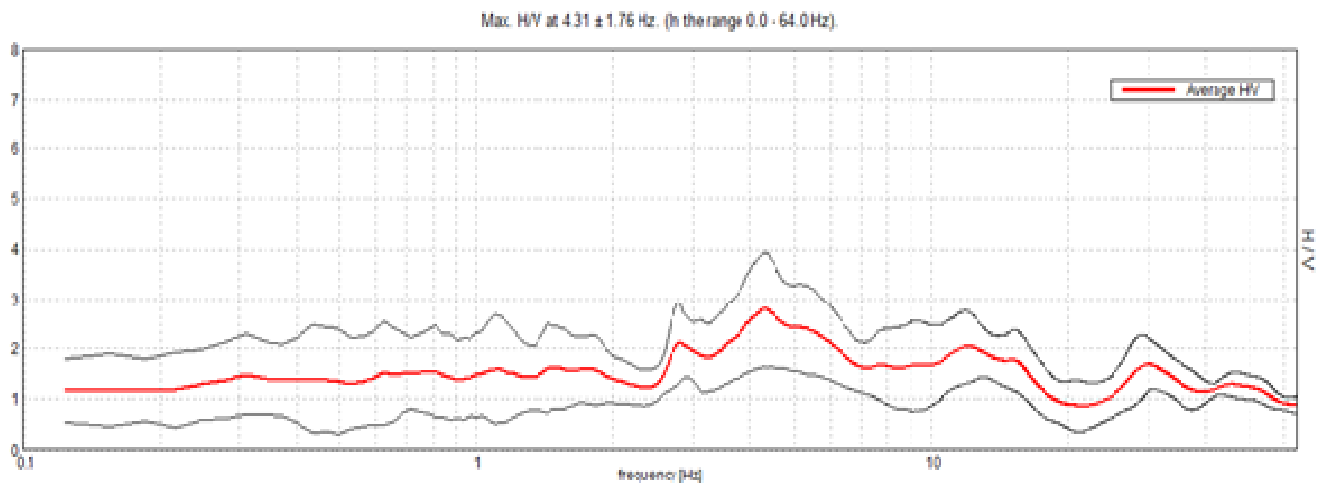
Profondità acqua da p.c. : assente

Procedure di prova	Rapporto di prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
---	18.0086 /RSP	0	20/02/2018	Dr. Grimandi	Dr. Luca Conti

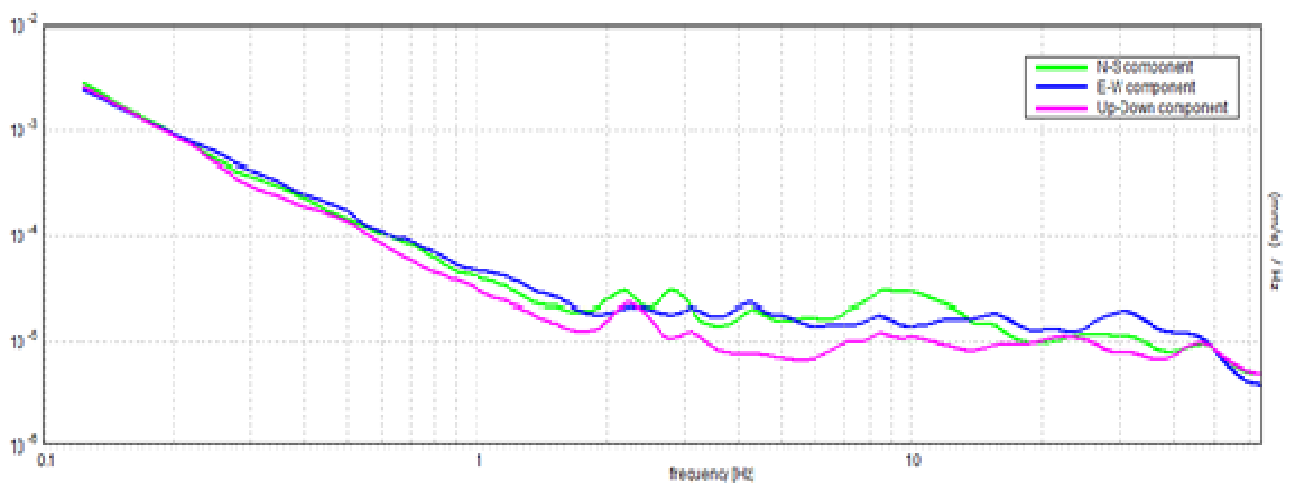
Indagine sismica

Committente:	Immobiliare Torretta S.r.l.	Data prova:	20/02/2018
Località:	Alto Reno Terme (BO)	Ora inizio registrazione:	15:24:18
Cantiere:	via Matteotti	Ora fine registrazione:	15:44:18
Strumento:	TRZ-0184/01-12	Procedura di Prova:	
Note:	---	Frequenza di campionamento:	128 Hz

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

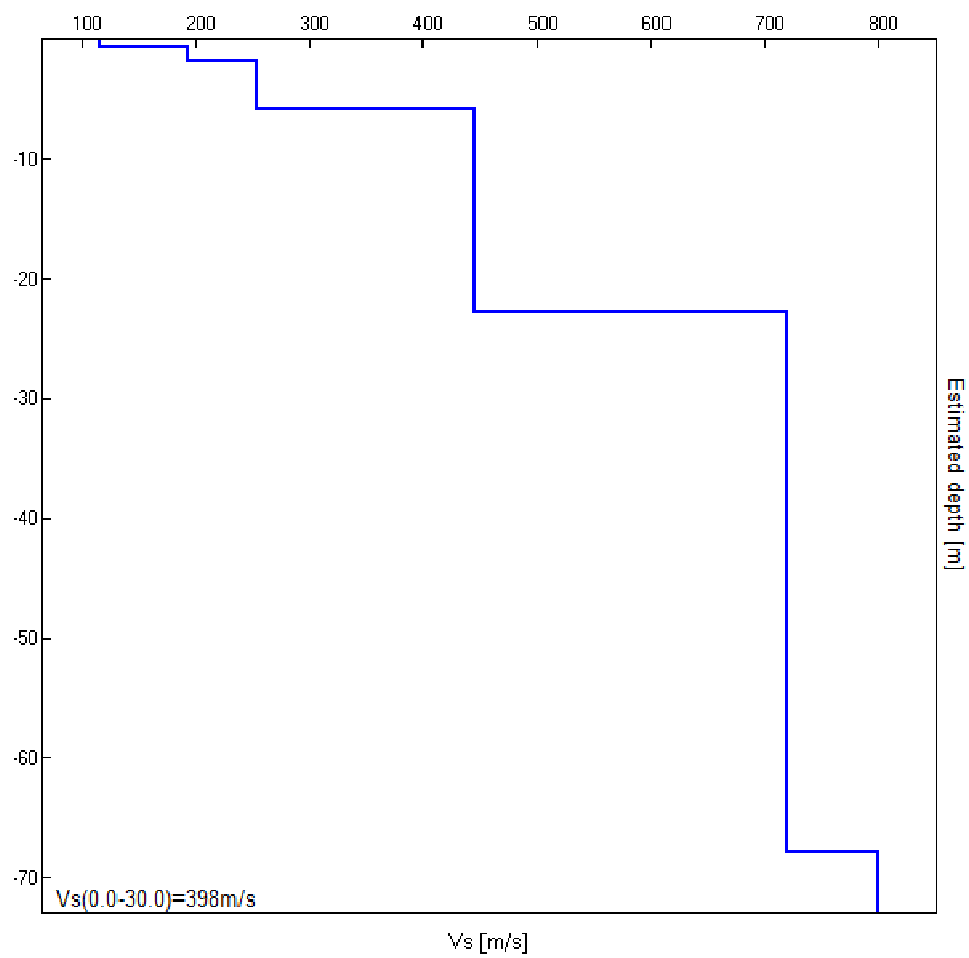


SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]
0.60	0.60	116
1.80	1.20	193
5.80	4.00	254
22.80	17.00	445
67.80	45.00	720
inf.	inf.	800

$V_s(0.0-30.0)=398 \text{ m/s}$



Certificati analisi di Laboratorio

SCHEDA APERTURA CAMPIONE (Norma A.S.T.M. D 2488 - AGI 1977)

COMMITTENTE: **GEOPROBE SRI**
CANTIERE: **Porretta Terme - La Torretta**
DATA APERTURA : **23/02/2018**

Verbale n° 4 del 22/02/2017

SONDAGGIO: **S1** CAMPIONE: **sh1** PROF. **1.5-1.9** m.

TIPO DI CONTENITORE: fustella sacchetto cassetta

ALTO BASSO
0 40 cm.

Livello	Descrizione litologica	Prove di laboratorio eseguite (*)									
		P.P.	V.T.	Y	W	G	LA	Ed	PT	C	TrCU
A	argilla compatta marrone con frustoli carboniosi e piccole concrezioni calcaree	330	120	*	*	*	*	*	*		
B											

QUALITA' DEL CAMPIONE : SCADENTE DISCRETA BUONA ECCELLENTE

LEGENDA PROVE:

Pocket penetrometrico P.P. (kPa) Peso di volume Y Limiti di Atterberg L A
Vane test V.T. (kPa) Peso specifico G.S Ed Ed
Contenuto d'acqua W Granulometria G Prova di taglio P T
Compressione E.L.L. C Permeabilità K Trassiate T R

pagina 1 di 1
Sperimentatore
Dr. Malaguti D.

Il Direttore
Dr. Geol. Antonio Mucchi

Certificato di prova : **62**
Data emissione : 27/02/2018



LABORATORIO GEOTECNICO Dr.Geol.Antonio Mucchi
Via Alberto Ascari, 8 - Gualdo di Voghiera (FE) - Tel 0532/815681 - www.mucchiabp.it
*Laboratorio Autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ad eseguire e
certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/01*

Azienda con sistema di
gestione per la qualità
certificato da KIWA
=UNI EN/ISO 9001=

Committente : **GEOPROBE Srl**
Cantiere : **Porretta Terme - La Torretta**

Data inizio prova : **26/02/2018**

Sondaggio N°:

S1

Campione:

sh1

Verbale accettazione n° 4 del 22/02/2018

Prof. mt:

1.5-1.94

CONTENUTO D'ACQUA (ASTM D 2216)

Massa terreno umido + tara (g)	255.37
Massa terreno secco + Tara (g)	207.57
Massa tara (g)	5.84
Contenuto d'acqua - W (%)	23.7

PESO DELL'UNITA' DI VOLUME (ASTM D 1188)

Volume (cm ³)	86.83
Massa terreno umido + Tara (g)	252.6
Massa tara (g)	73.81
Peso dell' unità di volume (Y)	(g/cm ³) 2.059
	(kN/m ³) 20.193



Sperimentatore Dr. Malagui D.	Il Direttore Dr. Geol. Antonio Mucchi	Certificato n°: 73
		Data emissione : 27/02/2018

LABORATORIO GEOTECNICO Dr. Geol. Antonio Mucchi

Via Alberto Ascarei, 8 - Gualdo di Voghiera (FE) - Tel 0532/815681 - www.mucchiab.it

Laboratorio Autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ad eseguire e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/01

Azienda con sistema di gestione per la qualità certificato da KIWA =UNI EN/ISO 9001=

LIMITI DI ATTERBERG (Norma ASTM D4318)

Committente : **GEOPROBE Srl**
 Cantiere : **Porretta Terme - La Torretta**

Data inizio prova : 26/02/2018

Sondaggio N°: **S1**Campione: **sh1**

Verbale accettazione n° 4 del 22/02/2018

Prof. mt: **1,5-1,94**

N° CONTENITORE	Limite liquido			Umidità Naturale
	1	2	3	
N° COLPI	36	24	13	4
Massa terreno umido + tara (g)	48.15	45.89	46.25	13.19
Massa terreno secco + tara (g)	37.36	35.21	34.92	12.51
Massa acqua contenuta (g)	10.79	10.68	11.33	0.68
Massa tara (g)	13.75	13.60	13.36	9.77
Massa terreno secco (g)	23.61	21.61	21.56	2.74
Contenuto d'acqua %	45.7	49.4	52.6	24.6
				201.73
				23.7

Limite liquido %	49
Limite Plastico %	25
Umidità naturale%	23.7
Indice Plastico %	24
Indice di consistenza :	1,04

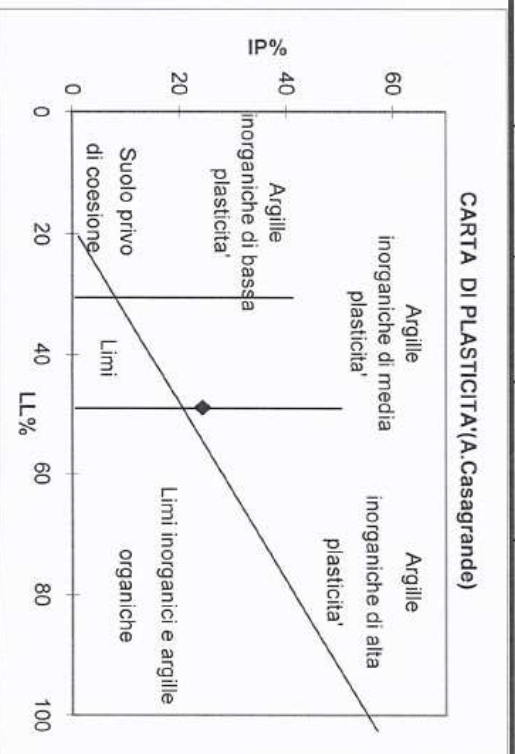
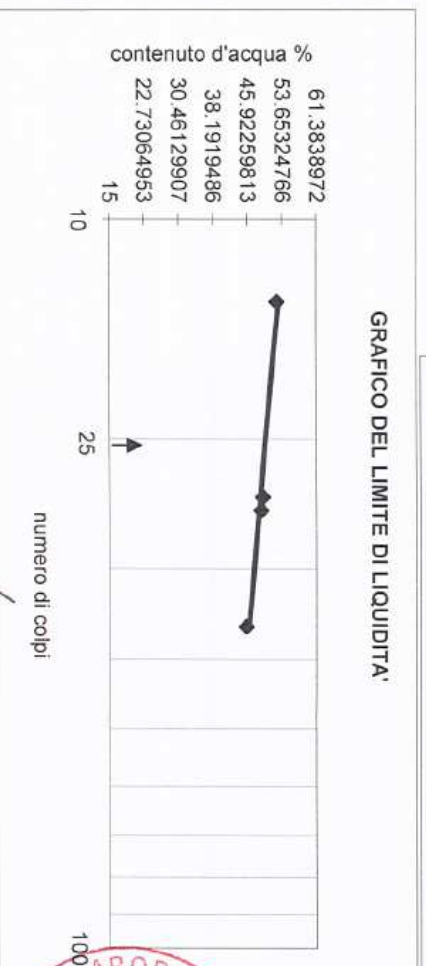


GRAFICO DEL LIMITE DI LIQUIDITA'



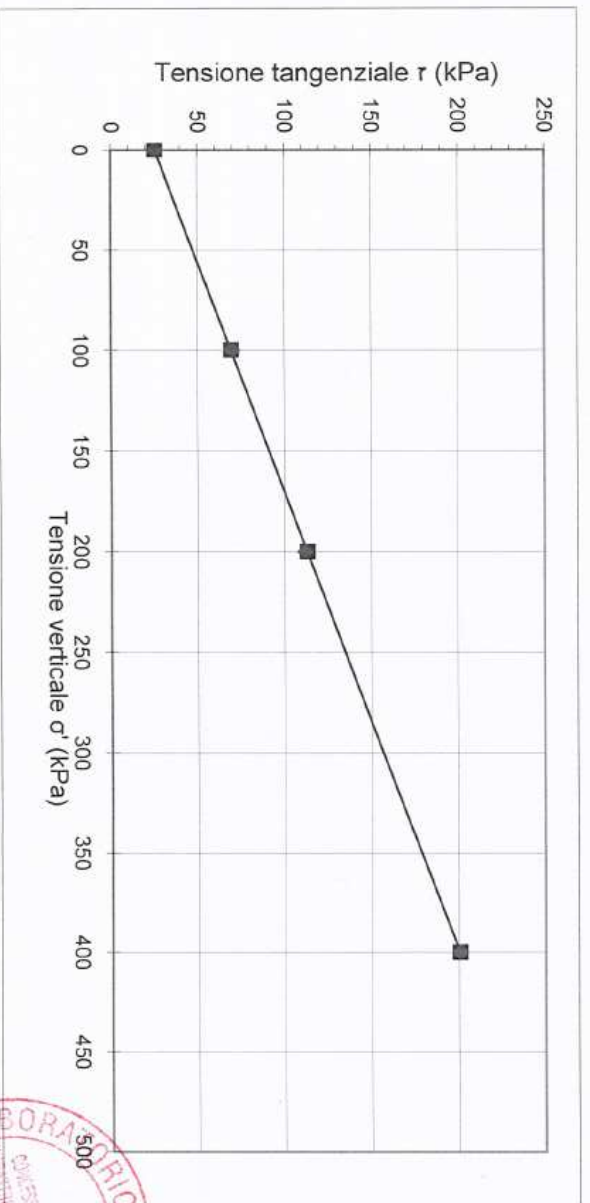
Sperimentatore Dr. Malaguti D.	Il Direttore Dr. Geol. Mucchi Antonio	Certificato di prova: 12
		Data emissione : 27/02/2018

PROVA DI TAGLIO DIRETTO

Committente: GEOPROBE Srl
Cantiere: Porretta Terme - La Torretta
Campione: S1sh1
Prof. (mt) : 1.5-1.9
Data inizio prova : 23/02/2018

MISURE ALLA PROVA DI TAGLIO DIRETTO			
Provino (n°)	Tensione verticale σ' (kPa)	Tensione tangenziale τ (kPa)	
1	100	69.924	
2	200	111.800	
3	400	200.749	

COESIONE DRENATA (kPa):	25.45
ANGOLO D'ATTRITO (° sess):	24



L'interpretazione sopra riportata è frutto di una regressione lineare operata sulle tensioni massime determinate in laboratorio. La scelta dei parametri della resistenza al taglio più opportuni rispetto alla finalità prefissate spetta al Progettista o Professionista incaricato



Or

LABORATORIO GEOTECNICO Dr. Geol. Antonio Mucchi

Via Alberto Ascari, 8 - Gualdo di Voghiera (FE) - Tel 0532/815681 - www.mucchilab.it

*Laboratorio Autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ad eseguire e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/01*Azienda con sistema di
gestione per la qualità
certificato da KIWA
=UNI EN ISO 9001=**PROVA DI TAGLIO DIRETTO - raccomandazioni AGI 1994**

Commitente:	GEOPROBE Srl	Verbale accettazione n°:	4
Cantiere:	Porretta Terme - La Torretta	Data verbale accettazione:	22/02/2018
Campione:	S1sh1		
Prof. (mt):	1.5-1.9	Data inizio prova:	23/02/2018

Descrizione litologica del provino : argilla marrone

Caratteristiche dei provini

Provino :	1	2	3
Provino indisturbato :	*	*	*
Provino ricostruito su passante ai 2 mm :			
Altezza del provino (cm)	2.3	2.3	2.3
Sezione del provino (cm ²)	36	36	36
Peso dell'unità di volume allo stato naturale (kN/m ³)	18.509	18.639	18.568
Peso dell'unità di volume allo stato secco (kN/m ³)	14.962	15.065	15.009
Contenuto d'acqua : (W%)	23.70	23.72	23.71

Modalità di consolidazione e rottura	(kPa)		
Tensione verticale	100	200	400
Velocità di deformazione (mm/min)	0.0052	0.0052	0.0052

Sperimentatore	Il Direttore	Certificato n°:	77
Dr. Malaguti D.	Dr. Geol. Mucchi Antonio	Data emissione:	27/02/18

pagina 1 di 2

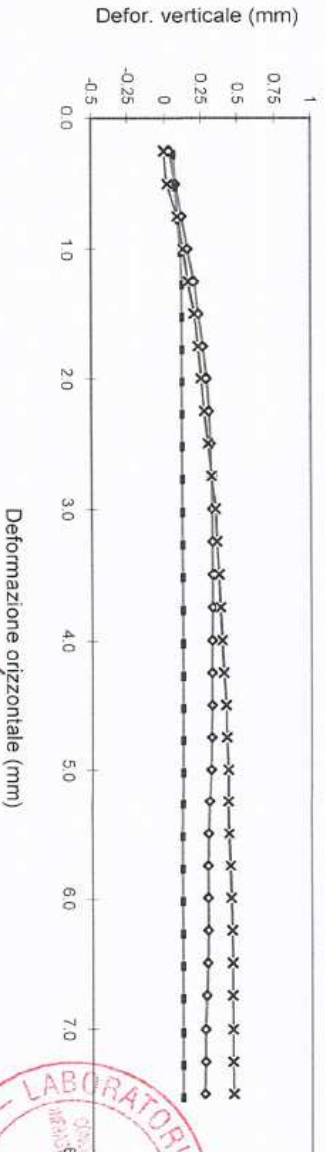
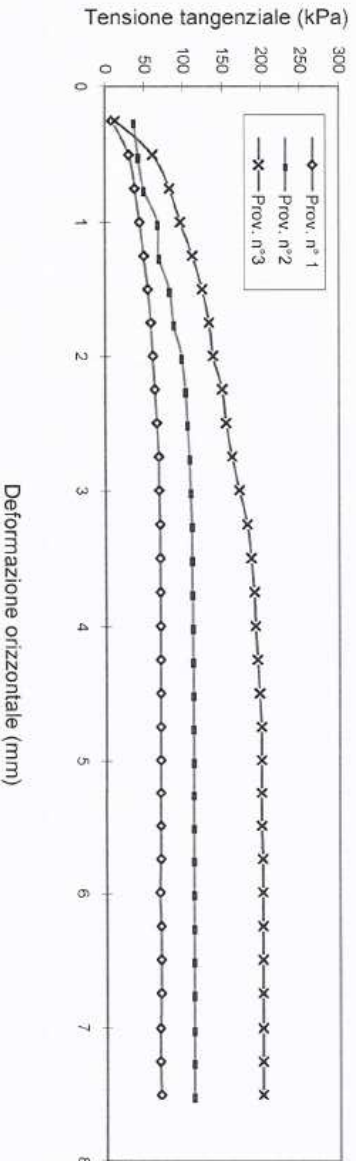


Committente: GEOPROBE Srl
 Cantiere : Porretta Terme - La Torretta
 Campione S1sh1
 Prof. (mt) : 1.5-1.9

Verbale accettazione n° : 4
 Data verbale accettazione : 22/02/2018
 Data inizio prova : 23/02/2018

PROVA DI TAGLIO DIRETTO - raccomandazioni AGI 1994

def. Orizzontale (mm)	Tensione Tangenziale (kPa)			Deformazione verticale (mm)		
	Prov. n° 1	Prov. n°2	Prov. n°3	Prov. n° 1	Prov. n°2	Prov. n°3
0.25	8.92	36.87	12.75	0.039	0.066	0
0.50	30.50	42.27	61.00	0.078	0.078	0.022
0.75	38.15	49.33	82.57	0.122	0.093	0.093
1.00	44.43	67.18	96.60	0.161	0.11	0.129
1.25	49.53	69.14	111.80	0.205	0.12	0.166
1.50	54.62	82.18	124.55	0.234	0.12	0.205
1.75	58.45	87.58	133.38	0.266	0.12	0.232
2.00	61.00	97.78	138.47	0.291	0.12	0.252
2.25	63.55	102.88	149.95	0.305	0.12	0.274
2.50	66.10	105.43	154.95	0.315	0.12	0.298
2.75	68.65	107.98	162.60	0.322	0.12	0.322
3.00	68.65	109.25	171.52	0.325	0.12	0.347
3.24	69.92	110.52	181.72	0.325	0.12	0.367
3.49	69.92	110.52	186.73	0.325	0.12	0.371
3.74	69.92	110.92	190.55	0.325	0.12	0.379
3.99	69.92	111.02	191.82	0.322	0.12	0.381
4.24	69.92	111.31	194.37	0.32	0.12	0.398
4.49	69.92	111.60	196.92	0.32	0.12	0.415
4.74	69.92	111.70	199.47	0.317	0.12	0.42
4.99	69.92	111.80	199.47	0.313	0.12	0.43
5.24	69.92	111.80	199.47	0.303	0.12	0.43
5.49	69.92	111.80	199.47	0.295	0.117	0.435
5.74	69.92	111.80	200.75	0.291	0.117	0.444
5.99	68.65	111.80	200.75	0.291	0.117	0.449
6.24	69.92	111.80	200.75	0.291	0.117	0.454
6.49	69.92	111.80	200.75	0.286	0.117	0.457
6.74	69.92	111.80	200.75	0.278	0.117	0.457
7.00	68.65	111.80	200.75	0.271	0.117	0.459
7.25	68.65	111.80	200.75	0.269	0.117	0.459
7.50	69.92	111.80	200.75	0.266	0.117	0.464



Sperimentatore Dr. Malaguti D. Il Direttore Dr. Geol. Mucchi Antonio

Certificato n° : 73
 Data emissione : 27/02/18



Procedura di calcolo

Funzione di trasferimento

La procedura di calcolo adoperata per la valutazione della funzione di trasferimento presuppone come base di partenza uno o più accelerogrammi e la conoscenza della stratigrafia del sito attraverso i seguenti parametri geotecnici per ogni strato:

- peso per unità di volume;
- velocità di propagazione delle onde di taglio;
- coefficiente di spinta laterale;
- modulo di taglio iniziale (opzionale);
- spessore;
- indice di plasticità.

La non linearità del calcolo è introdotta dalla dipendenza del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso dalla deformazione.

Schematicamente la procedura è riassumibile nel seguente modo:

1. Valutazione dello spettro di Fourier dell'accelerogramma;
2. Ricerca di un errore relativo piccolo seguendo la procedura di:
 - 2.1. Stima della funzione di trasferimento;
 - 2.2. Valutazione della deformazione indotta in ciascuno strato;
 - 2.3. Correzione del modulo di deformazione al taglio e del coefficiente di smorzamento viscoso per ogni strato;

Le operazioni 2.1 - 2.2 - 2.3 sono ripetute fino a quando la differenza di deformazione tra un'iterazione e la precedente non rimane sotto a una soglia ritenuta accettabile.

3. Trasformazione inversa di Fourier dello spettro in precedenza calcolato e opportunamente pesato per mezzo della funzione di trasferimento calcolata.

Attraverso questa procedura è possibile "trasferire" l'accelerogramma dal bedrock in superficie. La deformazione per ciascuno strato è corretta sulla base del rapporto fra deformazione effettiva e massima come suggerito dalla letteratura scientifica, ovvero

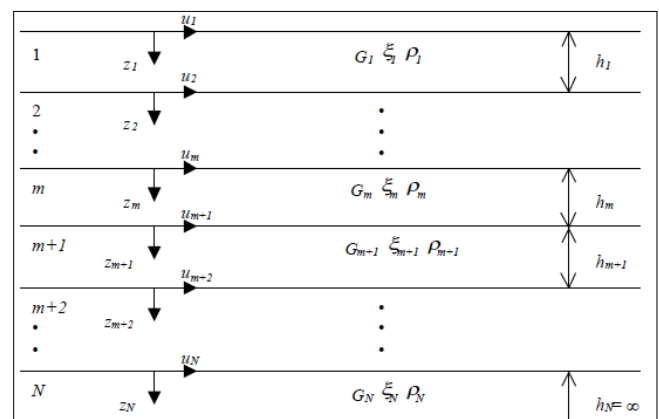
$$\frac{Y_{eff}}{Y_{max}} = \frac{M - 1}{10}$$

dove M rappresenta la magnitudo del sisma.

Per la valutazione della funzione di trasferimento, si considera un suolo variamente stratificato composto da N strati orizzontali di cui l' N -esimo è il letto di roccia (*bedrock*).

Ponendo come ipotesi che ciascuno strato si comporti come un solido di Kelvin-Voigt

$\tau = G_\gamma + \mu \frac{\partial \gamma(z,t)}{\partial z \partial t}$, la propagazione delle onde di taglio che attraversano gli strati verticalmente può essere definita dall'equazione dell'onda:



$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \mu \frac{\partial^2 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (1)$$

dove: u rappresenta lo spostamento; t il tempo; ρ la densità; G il modulo di deformazione al taglio; μ la viscosità. Per onde armoniche lo spostamento può essere scritto come:

$$u(x, t) = U(x) e^{i\omega t} \quad (2)$$

che sostituita nella (1) pone

$$(G + i\omega\mu) \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho\omega^2 U \quad (3)$$

Dove ω rappresenta la frequenza angolare. La (3) può essere riscritta come

$$G^* \frac{d^2 U}{dz^2} = \rho\omega^2 U \quad (4)$$

avendo posto $G^* = G + i\omega\mu$, ovvero il modulo di deformazione al taglio *complesso*. Questo può essere ulteriormente riscritto come

$$G^* = G(1 + 2i\xi) \quad (5)$$

avendo posto

$$\mu = \frac{2G}{\omega} \xi \quad (6)$$

dove ξ rappresenta il coefficiente di smorzamento viscoso. Ciò posto, e fatta convenzione che l'apice * indichi la natura complessa delle variabili in gioco, la soluzione dell'equazione generica dell'onda è la seguente:

$$u(x, t) = E e^{i(\omega t + k^* z)} + F e^{i(\omega t - k^* z)} \quad (7)$$

dove E e F dipendono dalle condizioni al contorno e rappresentano l'ampiezza d'onda che viaggia rispettivamente verso l'alto ($-z$) e verso il basso ($+z$), mentre k^* rappresenta il numero d'onda complesso dato dalla seguente espressione:

$$k^* = \omega \sqrt{\frac{\rho}{G^*}} \quad (8)$$

Il taglio invece è dato da:

$$\tau(x, t) = G^* \frac{du}{dz} e^{i\omega t} = ik^* G^* [E e^{i(\omega t + k^* z)} - F e^{i(\omega t - k^* z)}] e^{i\omega t} \quad (9)$$

Per il generico strato m di spessore h_m gli spostamenti, rispettivamente in sommità ($z = 0$) e al fondo ($z = h_m$), sono:

$$u_m(0, t) = (E_m + F_m) e^{i\omega t} \quad (10)$$

$$u_m(h_m, t) = (E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m}) e^{i\omega t} \quad (11)$$

Poiché deve essere rispettata la congruenza sullo spostamento all'interfaccia tra gli strati, ovvero lo spostamento in sommità ad uno strato deve essere uguale allo spostamento sul fondo di quello immediatamente sopra, se ne deduce che:

$$u_m(z = h_m, t) = u_{m+1}(z = 0, t) \quad (12)$$

Usando la (10), (11) e la (12), ne consegue che

$$E_{m+1} + F_{m+1} = E_m e^{ik_m^* h_m} + F_m e^{-ik_m^* h_m} \quad (13)$$

Il taglio in sommità e al fondo dell' m -esimo strato è dato da:

$$\tau_m(0, t) = ik_m^* G_m^* [E_m - F_m] e^{i\omega t} \quad (14)$$

$$\tau_m(h_m, t) = ik_m^* G_m^* [E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}] e^{i\omega t} \quad (15)$$

Poiché fra uno strato e l'altro il taglio deve essere continuo si ha

$$\tau_m(z = h_m, t) = \tau_{m+1}(z = 0, t) \quad (16)$$

ovvero

$$E_{m+1} - F_{m+1} = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} (E_m e^{ik_m^* h_m} - F_m e^{-ik_m^* h_m}) \quad (17)$$

Sommando la (13) alla (17) e sottraendo la (17) alla (13) si ottiene

$$E_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 + \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 - \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (18)$$

$$F_{m+1} = \frac{1}{2} E_m (1 - \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} F_m (1 + \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (19)$$

Dove α_m^* rappresenta il rapporto di impedenza complesso all'interfaccia tra i piani m ed $m+1$, ed è dato dalla seguente espressione:

$$\alpha_m^* = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} = \sqrt{\frac{\rho_m G_m^*}{\rho_{m+1} G_{m+1}^*}} \quad (20)$$

Poiché in superficie il taglio è nullo,

$$\tau_1(0, t) = ik_1^* G_1^* [E_1 - F_1] e^{i\omega t} = 0$$

Da cui $E_1 = F_1$.

Le equazioni (18) e (19) possono essere poi applicate agli strati successivi da 2 ad m . La funzione di trasferimento A_{mn} che lega gli spostamenti in sommità dei piani m ed n è definita dalla seguente espressione:

$$A_{mn} = \frac{u_m}{u_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (21)$$

La velocità $u'(z, t)$ e l'accelerazione $u''(z, t)$ sono legati allo spostamento dalle relazioni

$$u'(z, t) = \frac{\partial u}{\partial z} = i\omega u(z, t) \quad u''(z, t) = \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\omega^2 u(z, t) \quad (22)$$

La funzione di trasferimento A_{mn} può essere espressa anche in funzione delle velocità e dell'accelerazione al tetto degli strati n ed m :

$$A_{mn}(\omega) = \frac{u_m}{u_n} = \frac{w_m}{w_n} = \frac{u'_m}{u'_n} = \frac{E_m + F_m}{E_n + F_n} \quad (23)$$

La deformazione tangenziale γ alla profondità z e al tempo t è definita dalla relazione:

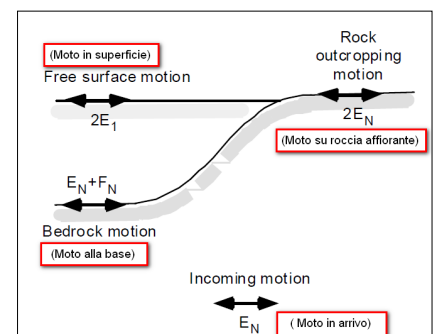
$$\gamma(z, t) = \frac{\partial u}{\partial z} = ik^* (E e^{ik^* z} - F e^{-ik^* z}) e^{i\omega t} \quad (24)$$

e la corrispondente tensione alla profondità z ed al tempo t dalla:

$$\tau(z, t) = G^* \gamma(z, t) \quad (25)$$

Ai fini di una corretta interpretazione del problema della risposta sismica locale, è utile riprodurre la rappresentazione schematica di figura in cui è riportata la terminologia utilizzata per lo studio del moto sismico di un deposito che poggia su un basamento roccioso.

Le onde di taglio si propagano verticalmente attraverso il bedrock con



ampiezza pari ad E_N ; al tetto del bedrock, sotto il deposito degli strati di terreno, il moto ha un'ampiezza pari a $E_N + F_N$. Sulla roccia affiorante, poiché le tensioni tangenziali sono nulle ($E_N = F_N$), il moto avrà ampiezza pari a $2E_N$. La funzione di trasferimento dal *bedrock* al *bedrock*-affiorante è la seguente:

$$A_{NN}(\omega) = \frac{2E_N}{E_N + F_N} \quad (26)$$

A è non lineare poiché G è funzione di γ . Nella procedura di calcolo, infatti, da una stima iniziale del modulo di deformazione al taglio, si ottiene la tensione ipotizzando un legame lineare, per poi ottenere un nuovo valore di γ . Grazie a questo valore aggiornato si valuta un nuovo modulo G così da ripetere la procedura fino a quando la differenza tra la deformazione aggiornata e quella ottenuta dalla precedente iterazione è ritenuta accettabile. Il modello per $G(\gamma)$ adoperato è quello suggerito da Ishibashi e Zhang (1993) che tiene conto degli effetti della pressione di confinamento e dell'indice di plasticità:

$$G = G_{max} K(\gamma, PI) (\sigma'_m)^{m(\gamma, PI) - m_0} \quad (27)$$

$$K(\gamma, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \quad (28)$$

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000336}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145 PI^{1.3}) \quad (29)$$

$$n(PI) = \begin{cases} 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{per } 0 < PI \leq 15 \\ 7.00 \times 10^{-7} PI^{1.976} & \text{per } 15 \leq PI \leq 70 \\ 2.70 \times 10^{-5} PI^{1.115} & \text{per } PI > 70 \end{cases} \quad (30)$$

Dove G_{max} è dato dalla relazione

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (31)$$

Dove ρ è la densità del terreno e V_s la velocità di propagazione delle onde di taglio nello stesso. La (31) fornisce il valore iniziale di G per la prima iterazione.

Per quanto riguarda invece il coefficiente di smorzamento viscoso ξ , in conseguenza del modello introdotto dalla (24) si ha:

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 PI^{1.3})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (32)$$

da cui si deduce che anche ξ deve essere ricalcolato ad ogni iterazione.

Fattori di amplificazione

I fattori di amplificazione sono così determinati (procedura sec. Linee Guida Protezione Civile).

1. Si determina il periodo di massimo valore dello spettro medio di input T_{ai} e dello spettro medio di output T_{ao} ;

Si ricavano i valori medi degli spettri di input (S_{ami}) e di output (S_{amo}) nell'intorno T_{ai} e T_{ao} come:

$$S_{am} = \frac{1}{T_{\alpha}} \int_{0.5T_{\alpha}}^{1.5T_{\alpha}} SA(T) dT$$

dove

S_{am} è lo spettro medio, e può essere S_{ami} o S_{amo}

$SA(T)$ è lo spettro di risposta elastico in accelerazione pari a S_{ai} per l'input, S_{ao} per l'output

Ta vale T_{ai} per l'input T_{ao} per l'output

Si determinano i periodi propri T_{vi} e T_{vo} di massimo valore degli spettri di pseudovelocità così definiti

$$S_v(T) = SA(T) \frac{T}{2\pi}$$

dove $S_v(T)$ corrisponde rispettivamente a $S_{vi}(T)$ per l'input e $S_{vo}(T)$ per l'output

Si calcolano i valori medi degli spettri medi di pseudovelocità (S_{vmi}) e (S_{vmo}) nell'intorno di T_{vi} e T_{vo}

$$S_{vm} = \frac{1}{0.4T_v} \int_{0.3T_v}^{1.2T_v} S_v(T) dT$$

dove

S_{vm} è il valore medio dello spettro e può essere S_{vmi} o S_{vmo} , rispettivamente per l'input e l'output
 T_v può essere T_{vi} e T_{vo} , rispettivamente per l'input e l'output

L'intervallo di integrazione è ridotto rispetto a quello dell'accelerazione perché lo spettro di velocità ha,

generalmente, un andamento più regolare.

Il valore di F_a è pari a

$$F_a = \frac{S_{amo}}{S_{ami}}$$

Il valore di F_v è pari a

$$F_v = \frac{S_{vmo}}{S_{vmi}}$$

Per determinare i valori dello spettro normalizzato valgono le seguenti relazioni:

Periodo T_C

$$T_C = 2\pi \frac{S_{vmi} * F_v}{S_{ami} * F_a}$$

Periodo T_B

$$T_B = \frac{1}{3} T_C$$

Il ramo iniziale dello spettro fra $T=0$ e $T=T_B$ si assume lineare con

$$SA(0) = S_{ai}(0) * F_a$$

$$SA(T_B) = S_{ami} * F_a$$

Il ramo dello spettro ad accelerazione spettrale costante, tra T_B e T_C , ha ordinata pari a

$$SA = S_{ami} * F_a$$

Il ramo dello spettro a velocità costante per $T > T_C$ ha ordinate pari a

$$SA = S_{ami} * F_a * \frac{T_C}{T}$$

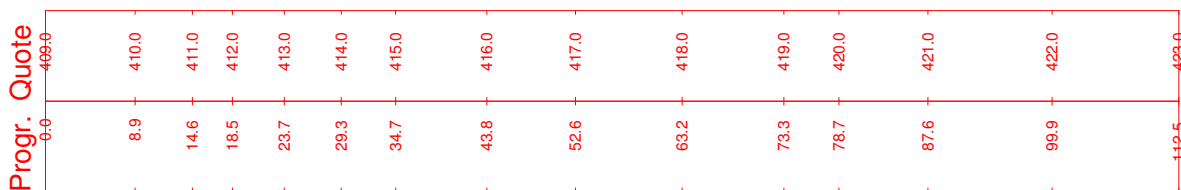
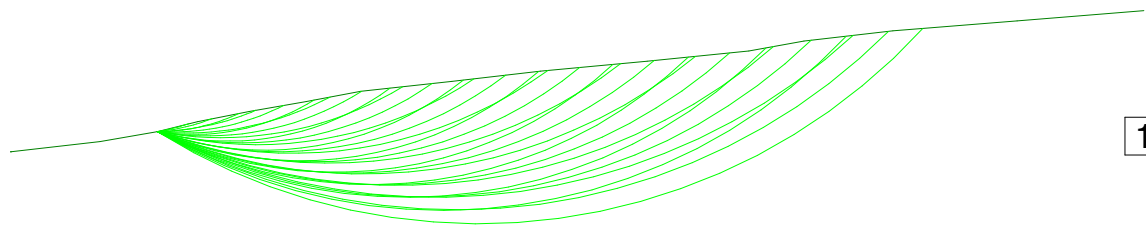
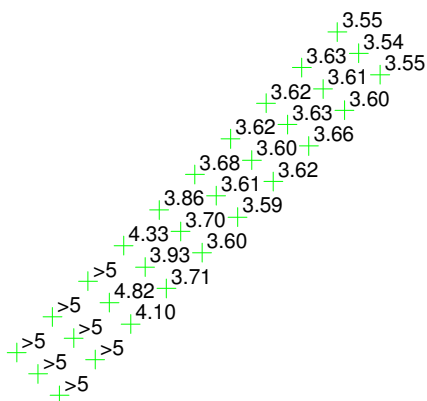
Verifiche di stabilità

Immobiliare La Torretta
 Via Matteotti – Porretta – Alto Reno Terme (BO)
 Sezione X-X'
 Verifica 1 - falda assente; assenza di sisma

$\gamma_d = 20,2 \text{ kN/m}^3$

$c'_d = 7,7 \text{ kN/m}^2$

$\phi'_d = 16,3^\circ$

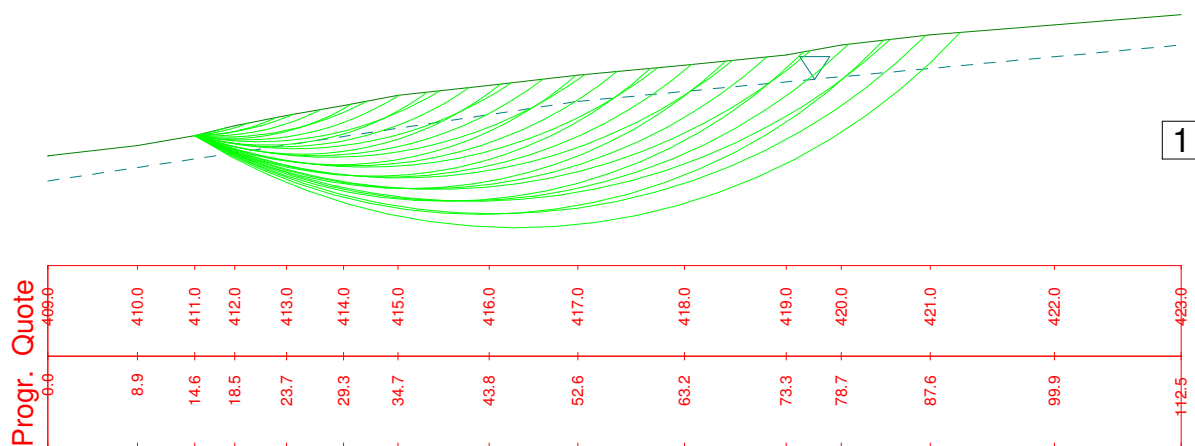
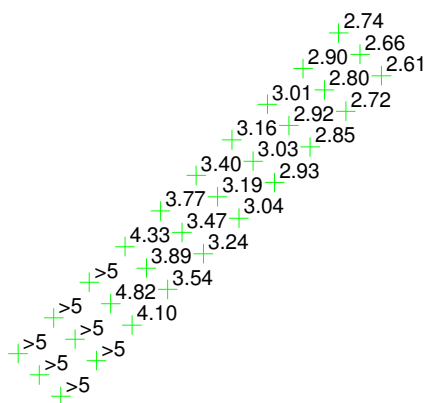


Immobiliare La Torretta
 Via Matteotti – Porretta – Alto Reno Terme (BO)
 Sezione X-X'
 Verifica 2 - falda presente; assenza di sisma

$\gamma_d = 20,2 \text{ kN/m}^3$

$c'_d = 7,7 \text{ kN/m}^2$

$\phi'_d = 16,3^\circ$

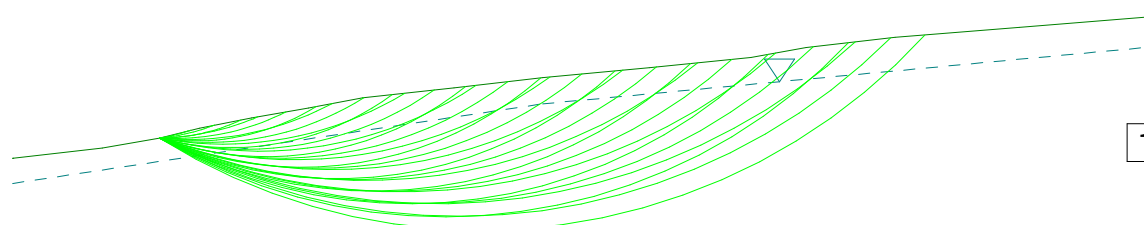
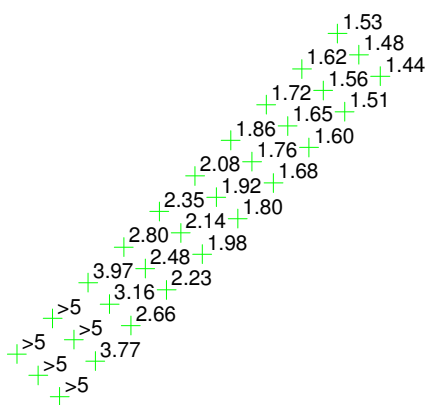


Immobiliare La Torretta
Via Matteotti – Porretta – Alto Reno Terme (BO)
Sezione X-X'
Verifica 3 - falda presente; presenza di sisma

$\gamma_d = 20,2 \text{ kN/m}^3$

$c'_d = 7,7 \text{ kN/m}^2$

$\phi'_d = 16,3^\circ$



1

