



COMUNE DI BUDRIO (BO)

STUDIO GEOLOGICO TECNICO E
SISMICO DEI TERRENI DEL PRIMO
SOTTOSUOLO DI UN'AREA DENOMINATA
AMBITO ANS.C.5 (PARTE) SULLA QUALE
È IN PROGETTO LA REALIZZAZIONE DI
N. 4 UNITÀ ABITATIVE.

Committente:

- Archsystem di Petrizzo & Partners.



Codice Lavoro: 2020.072/RG

Revisione 1.0 Agosto 2021

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	5
5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI.....	8
6. LAVORI E SCELTA DEL SISTEMA FONDALE	9
7. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	10
8. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	11
9. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA	15
10. MODELLAZIONE SISMICA	17
11. MICROZONAZIONE SISMICA	23
12. PARAMETRI SISMICI DEL SITO	25
13. DEFINIZIONE DELLA RSL MEDIANTE ANALISI NUMERICA	27
14. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....	41
15 VALUTAZIONE INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE.....	44
16. STIMA DEI CEDIMENTI INDOTTI DALL'AZIONE SISMICA	45
17 RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE... 47	
18. SCHEDA DI SINTESI.....	51

ALLEGATI:

- diagrammi penetrometrie statiche con punta elettrica e piezocono;
- stratigrafia trivellazione a secco;
- indagine sismica;
- classificazione orientativa dei terreni attraversati
(Robertson, 1990);
- procedure di calcolo RSL;
- verifiche rischio di liquefazione;
- istogramma riepilogativo dei cedimenti post-sismici.

* * *

1. PREMESSA

A seguito dell'incarico ricevuto dalla Archsystem di Petrizzo & Partners, si trasmette, in conformità con le normative vigenti, la seguente relazione geologico-tecnica e sismica riguardante lo studio dei terreni del primo sottosuolo di un'area per la quale è stato predisposto un accordo operativo.

L'area in esame si ubica in prossimità della via Rabuina, in Comune di Budrio (BO) (TAV. 1: estratto C.T.R. Scala 1:5.000; elemento n. 221074 – Budrio) e riguarda il sub-ambito ANS.C.5 (Parte).

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 geologico-geotecnica del sito;
- e) modellazione sismica dei terreni di fondazione;
- f) definizione della risposta sismica locale mediante analisi numerica
e calcolo dei cedimenti post sismici;
- g) valutazione della resistenza di progetto dei
terreni di fondazione in condizioni statiche.
- h) scheda di sintesi.

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).
- 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.
- "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni". D.M. 17 Gennaio 2018 (G.U. n. 42 del 20/02/18, supplemento ordinario n. 8).
- Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018. Circolare Cons. Sup. LL.PP. n. 7/2019.
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 630/2019 del 29 aprile 2019
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 476/2021 del 12 aprile 2021

3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE

3.1. Lineamenti geomorfologici

L'area in esame ricade in un settore deposizionale della media Pianura Padana caratterizzato da moderate ondulazioni che degradano progressivamente verso Nord; più esattamente si ubica ad una quota media di 26,00 m s.l.m., in una zona pressoché pianeggiante o di bassissima acclività.

La morfologia superficiale risente sia del costante intervento umano, volto a migliorarne l'efficienza dal punto di vista agricolo, sia della vicinanza di vari fossi di scolo e canali che, in fase di tracimazione e di sedimentazione, hanno depositato lenti alluvionali che si interdigitano tra di loro conferendo alla zona un andamento leggermente ondulato; a questi fattori si sono aggiunti interventi edificatori, che stanno interessando i lotti adiacenti a quello in esame.

3.2. Idrografia

L'idrografia superficiale primaria è rappresentata dal Torrente Idice che sviluppa il proprio corso a Ovest della zona in esame, e quella secondaria da piccoli fossi di scolo bordanti le zone coltivate, che raccolgono le acque di precipitazione eccessive per incanalarle verso i collettori principali.

3.3. Assetto geolitologico

Dal punto di vista geo-litologico, l'area è caratterizzata dalla presenza di formazioni continentali di piana alluvionale costituite da sedimenti alluvionali fini (limi sabbiosi e argillosi) mentre i sedimenti grossolani (ghiaie) sono pressoché assenti; pertanto la litologia principale è rappresentata da depositi a matrice limo - argillosa di permeabilità bassa (10^{-6} ÷ 10^{-8} m/sec).

3.4. Condizioni idrogeologiche

Il sottosuolo è sostanzialmente caratterizzato da una successione di depositi sedimentari di età quaternaria che danno luogo ad una serie idrologica costituita da unità permeabili (acquiferi) separate da livelli impermeabili.

L'andamento della prima falda superficiale, come evidenziato da indagini eseguite in aree limitrofe, si attesta generalmente ad una profondità media di 2,00÷4,00 m dal p.c. attuale, anche se il livello statico della stessa risulta fortemente condizionato dalle variazioni climatiche stagionali (massimo livello nei periodi ad elevata piovosità e minimo in quelli siccitosi) e dagli emungimenti a scopo irriguo.

La falda di profondità si attesta invece a quote maggiori, mediamente 20,00÷22,00 m rispetto al p.c.

4. INDAGINE GEOGNOSTICA

Nell'area interessata dall'intervento, allo scopo di verificare la successione stratigrafica che caratterizza i terreni del primo sottosuolo e valutare le caratteristiche fisico meccaniche degli stessi, sono state eseguite indagini geognostiche in sito e un'indagine sismica, al fine di determinare il parametro V_{seq} e classificare il suolo di fondazione del sito.

4.1. Indagine geognostica in sito

L'indagine geognostica in sito, eseguita dalla Geo-Probe S.r.l, è consistita nell'esecuzione di n. 4 penetrometrie statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU) che rispetto al p.c. attuale hanno raggiunto la profondità di 20,00 m e n. 1 sondaggio con il metodo della trivellazione a secco della lunghezza di 4,00 m.

I punti di indagine sono stati posizionati in corrispondenza dell'area oggetto di intervento; l'esatta ubicazione degli stessi viene riportata di seguito nella TAV. 2.

Per l'esecuzione delle prove con punta elettrica e piezocono è stato utilizzato un penetrometro statico montato su Unimog Mercedes 400L con cella di carico da 200 kN, che impiega una punta conica con apertura di 60° e superficie di 10 cm² per la misurazione della resistenza alla punta ed un manicotto di frizione (*friction jacket*) della superficie di 150 cm² per la misurazione dell'attrito laterale locale.

In aggiunta alla suddetta strumentazione si utilizza un filtro poroso situato immediatamente sopra alla estensione presente sulla punta conica, che permette di misurare la pressione dell'acqua interstiziale (pp) durante l'avanzamento.

Poiché tale pressione è legata al tipo di terreno e alla sua consistenza, il valore misurato permette di ottenere una descrizione dettagliata del profilo stratigrafico e, se combinato con la resistenza alla penetrazione misurata alla punta, anche un indice della storia tensionale del deposito.

I risultati delle penetrometrie statiche con punta elettrica e piezocono vengono rappresentati in forma diagrammatica nelle apposite tavole allegate, dove viene riportato il valore q_c (resistenza alla punta) il valore f_s (resistenza attrito laterale locale), espressi rispettivamente in MPa e kPa, il rapporto R_f (rapporto fra la resistenza laterale locale e la resistenza alla punta, espresso in %), che orientativamente ci permette una classificazione dei terreni attraversati, la pressione interstiziale dei pori (pp), espressa in kPa, la velocità di avanzamento (F) e l'angolazione della strumentazione (Tilt) nel corso dell'avanzamento riferita alla verticale.

Le suddette letture vengono eseguite per avanzamenti di 1,0 cm.

La trivellazione a secco è stata eseguita mediante aste elicoidali del diametro di 120 mm mosse da propulsore idraulico posto sull'autocarro Mercedes.

La stratigrafia ottenuta viene riportata in allegato nell'apposito modulo.

4.2. Indagine sismica

Al fine di determinare il parametro V_{seq} , necessario a classificare il suolo di fondazione del sito e la profondità del bedrock sismico, vengono utilizzati i dati dell'indagine sismica eseguita da parte dello Studio Associato CGA, su richiesta della Geo-Probe S.r.l., mediante metodologia MASW e misurazione del rumore sismico ambientale HVSR immediatamente a Nord dell'area in esame, all'interno del comparto; l'ubicazione, la metodologia di indagine e l'elaborazione dei dati ottenuti viene riportata nelle apposite relazioni allegate.

TAV. 2 - UBICAZIONE INDAGINE GEOGNOSTICA



Scala 1:500

- ▼ Penetrometrie statiche con punta elettrica e piezocono
- Trivellazione a secco

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 disotto di un orizzonte di terreno pedogenizzato dello spessore di 0,30÷0,50 m, sino ad una profondità variabile da 1,10 m a 1,90 m sono inizialmente presenti delle sabbie fini di colore giallastro, di addensamento da medio a medio elevato ($q_c = 2,0\div 9,7$ MPa; $R_f = 1,0\div 2,2$ %) ed umidità scarsa.

Sotto si evidenziano dei limi argillosi di colore beige, di consistenza plastica a plastico dura ($q_c = 1,0\div 3,1$ MPa; $R_f = 3,2\div 5,2$ %) ed umidità media, che inglobano localmente lenti sabbiose di medio addensamento ($q_c = 2,0\div 4,4$ MPa; $R_f = 4,2\div 5,2$ %).

Da una profondità variabile da 2,50 m a 3,10 m circa, e sino a circa 4,30÷5,00 m, sono presenti dei limi argillosi debolmente sabbiosi di consistenza plastico tenera ($q_c = 0,4\div 0,9$ MPa; $R_f = 3,2\div 7,2$ %) localmente a plastica ($q_c = 1,0\div 1,1$ MPa; $R_f = 3,7\div 6,4$ %) ed umidità da medio elevata alla totale saturazione idrica.

Sotto prevalgono dei limi argillosi e/o viceversa di consistenza prevalentemente plastica ($q_c = 1,0\div 2,0$ MPa; $R_f = 3,0\div 5,6$ %) inglobanti localmente orizzonti di consistenza plastico tenera ($q_c = 0,8\div 0,9$ MPa; $R_f = 3,5\div 5,8$ %) e lenti decimetriche sabbiose di medio addensamento ($q_c = 2,5\div 10,5$ MPa; $R_f = 1,5\div 2,0$ %).

Infine da circa 11,80÷12,00 m, e sino alla profondità indagata, prevalgono dei limi argillosi di consistenza da plastica a plastico dura ($q_c = 1,0\div 2,8$ MPa; $R_f = 3,1\div 6,2$ %), che inglobano lenti sabbioso limose di addensamento da medio a medio buono ($q_c = 2,8\div 17,2$ MPa; $R_f = 0,8\div 2,0$ %).

I suddetti terreni sono caratterizzati dalla presenza di una falda freatica di superficie il cui livello statico, alla data di esecuzione dell'indagine, è stato misurato ad una profondità di circa 3,30÷3,40 m dal p.c. attuale, quote presumibilmente soggette a variazioni stagionali.

Per un maggior dettaglio in allegato, oltre la stratigrafia della trivellazione a secco, viene riportata la litologia dei terreni del primo sottosuolo rilevata in corrispondenza delle penetrometrie statiche e ricostruita mediante la teoria di Robertson (1990).

6. LAVORI E SCELTA DEL SISTEMA FONDALE

Si tratta della realizzazione di quattro lotti sui quali verranno realizzate unità abitative il cui sviluppo verticale è dato da un piano terreno e un piano fuori terra ad eccezione del lotto A per i quali la tipologia edilizia prevede 2 piani fuori terra.

Nell'area di intervento non si prevedono sostanziali variazioni morfologiche, conseguentemente il p.c. fine lavori corrisponderà approssimativamente a quello attuale.

L'indagine geognostica ha evidenziato come la litologia del primo sotto-suolo, al disotto di un sottile (0,30÷0,50 m) orizzonte di terreno pedogenizzato, risulta caratterizzata dalla presenza di sabbie fini di colore giallastro, di addensamento da medio a medio elevato ($q_c = 2,0\div9,7$ MPa; $R_f = 1,0\div2,2$ %) ed umidità scarsa che da circa 1,10÷1,90 m sono sostituiti da limi argillosi variabilmente sabbiosi di consistenza da plastico dura a plastica, plastico tenera.

I suddetti terreni sono caratterizzati dalla presenza di una falda freatica di superficie il cui livello statico, alla data di esecuzione dell'indagine, è stato misurato ad una profondità di circa 3,30÷3,40 m dal p.c. attuale, quote presumibilmente soggette a variazioni stagionali.

Per quanto in progetto si prevede l'adozione di un sistema fondale diretto (nastriforme o a platea generale), che rispetto al p.c. fine lavori dovrà approfondirsi come minimo di 1,00÷1,20 m, al fine di superare i terreni di alterazione superficiale ed evitare che i terreni di fondazione risentano eccessivamente delle variazioni climatiche stagionali.

7. 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, con riferimento al p.c. attuale, è possibile distinguere il terreno secondo le unità geotecniche indicate nella tabella successiva.

U.G.	Profondità m da p.c.		Litologia prevalente	qc MPa	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)	Dr (%)
0	0,00	0,30÷0,50	P	-	-	-	-	-
A	0,30÷0,50	1,10÷1,90	S	2,0÷9,7	18,0÷18,5	0	38÷43	47÷81
B	1,10÷1,90	2,00÷3,10	LA	1,0÷3,1	19,0÷19,4	50÷136	-	0
B1	2,10÷2,20	2,50÷2,60	S/SL	2,0÷4,4	18,0÷18,5	0	36÷38	32÷46
C	2,50÷3,10	4,30÷5,00	LAS	0,4÷1,1	18,7÷19,0	20÷55	-	0
C1	3,20÷3,50	3,70÷4,00	S/SL	2,7÷10,5	18,5÷18,6	0	37÷40	34÷62
D	4,30÷5,00	11,80÷12,00	LA/AL	0,8÷2,0	18,9÷19,4	40÷100		
D1	6,70÷6,80	11,40÷11,80	S/SL	2,5÷4,8	18,0÷18,5	0	34÷36	28÷37
E	11,80÷12,00	fine indag.	LA	1,0÷2,8	19,0÷19,4	50÷127	-	0
E1	13,50÷14,00	fine indag.	S/SL	2,8÷17,2	18,0÷18,5	0	34÷36	28÷44

P = terreno pedogenizzato;

AL = argille limose;

LA = limi argillosi;

LAS = limi argillosi e sabbiosi;

S/SL = sabbie variabilmente limose.

8. 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.

Unità geotecnica 0

È costituita da terreno pedogenizzato e si evidenzia sino ad una profondità di 0,30÷0,50 m dal p.c. attuale.

Unità geotecnica A

È costituita da sabbie di addensamento da medio a medio buono ed umidità scarsa.

L'unità A si evidenzia da 0,30÷0,50 m sino ad una profondità variabile da 1,10 m a 1,90 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	4,0	18,5	0	40
CPTU 2	6,0	18,5	0	42
CPTU 3	5,4	18,5	0	41
CPTU 4	3,7	18,5	0	39

Unità geotecnica B

È costituita da limi argillosi di consistenza da plastica a plastico dura ed umidità media.

L'unità B si evidenzia da circa 1,10÷1,90 m sino ad una profondità variabile da 2,00 m a 3,10 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	1,9	19,3	95	-
CPTU 2	1,9	19,3	95	-
CPTU 3	1,6	19,2	80	-
CPTU 4	1,5	19,2	75	-

Unità geotecnica B1

È costituita da lenti sabbiose di addensamento medio ed umidità elevata.

L'unità B1 si evidenzia da una profondità di 2,10÷2,20 m dal p.c. attuale sino a circa 2,50÷2,60 m, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	3,8	18,5	0	37
CPTU 2	2,5	18,5	0	36

Unità geotecnica C

È costituita da limi argillosi e sabbiosi di consistenza plastico tenera inglobanti orizzonti di consistenza plastica ed umidità da elevata alla totale saturazione idrica.

L'unità C si evidenzia da 2,50÷3,10 m sino ad una profondità variabile da 4,30 m a 5,00 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	0,8	18,8	40	-
CPTU 2	0,8	18,9	40	-
CPTU 3	0,9	19,0	45	-
CPTU 4	0,8	18,9	40	-

Unità geotecnica C1

È costituita da lenti sabbiose di addensamento medio, sature.

L'unità C1 si evidenzia da una profondità media di 3,50 m dal p.c. attuale sino a circa 4,00 m, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	2,5	18,0	0	36
CPTU 3	2,4	18,0	0	36
CPTU 4	7,2	18,5	0	38

Unità geotecnica D

È costituita da limi argillosi e/o viceversa di consistenza plastica, saturi, inglobanti localmente orizzonti plastico teneri.

L'unità D si evidenzia da circa 4,30÷5,00 m sino ad una profondità di 11,80÷12,00 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	1,3	19,1	65	-
CPTU 2	1,3	19,1	65	-
CPTU 3	1,2	19,1	60	-
CPTU 4	1,2	19,1	60	-

Unità geotecnica D1

È costituita da lenti sabbiose di addensamento medio, presumibilmente sature.

L'unità D1 si evidenzia da una profondità di 6,70÷6,80 m dal p.c. attuale sino a circa 11,40÷11,80, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	3,9	18,5	0	35
CPTU 3	3,4	18,5	0	35
CPTU 4	3,8	18,5	0	36

Unità geotecnica E

È costituita da limi argillosi di consistenza da plastica a plastico dura, presumibilmente saturi.

L'unità E si evidenzia da 11,80÷12,00 m dal p.c. attuale sino alla profondità indagata, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	1,8	19,2	90	-
CPTU 2	1,8	19,2	90	-
CPTU 3	1,8	19,2	90	-
CPTU 4	1,8	19,2	90	-

Unità geotecnica E1

È costituita da lenti sabbiose di addensamento medio, presumibilmente sature.

L'unità E1 si evidenzia da una profondità variabile da 13,50 m a 14,00 m dal p.c. attuale sino alla profondità indagata, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	γ (kN/mc)	Cu (kPa)	φ (°)
CPTU 1	3,5	18,5	0	32
CPTU 2	5,2	18,5	0	34
CPTU 3	7,5	18,5	0	35
CPTU 4	12,2	18,5	0	36

9. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA

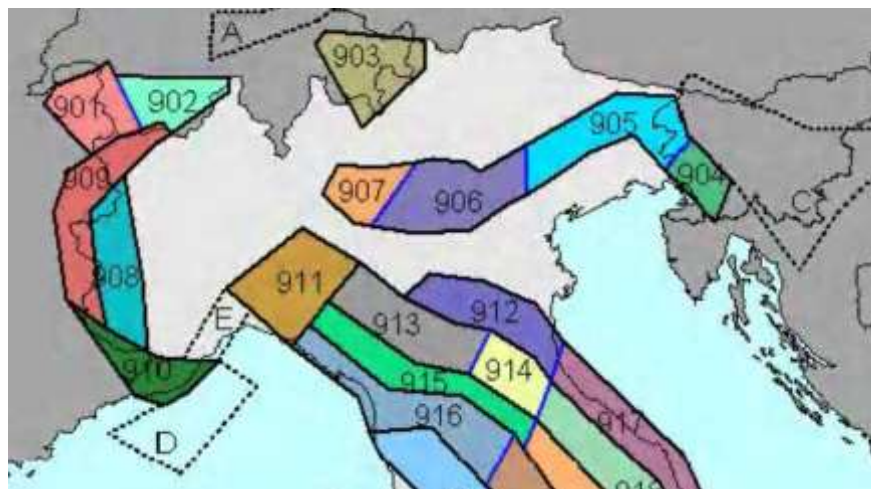
La pericolosità e il rischio sismico del territorio nazionale sono stati affrontati dal Servizio Sismico Nazionale utilizzando il calcolo probabilistico di Cornell, in grado di considerare tutte le possibili sorgenti influenzanti di un sisma.

La pericolosità sismica di base 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 Budrio (TAV. 3 – Mappa di pericolosità sismica) presenta un'accelerazione al suolo tipo A con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni $PGA = 0,150 - 0,175g$.

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.

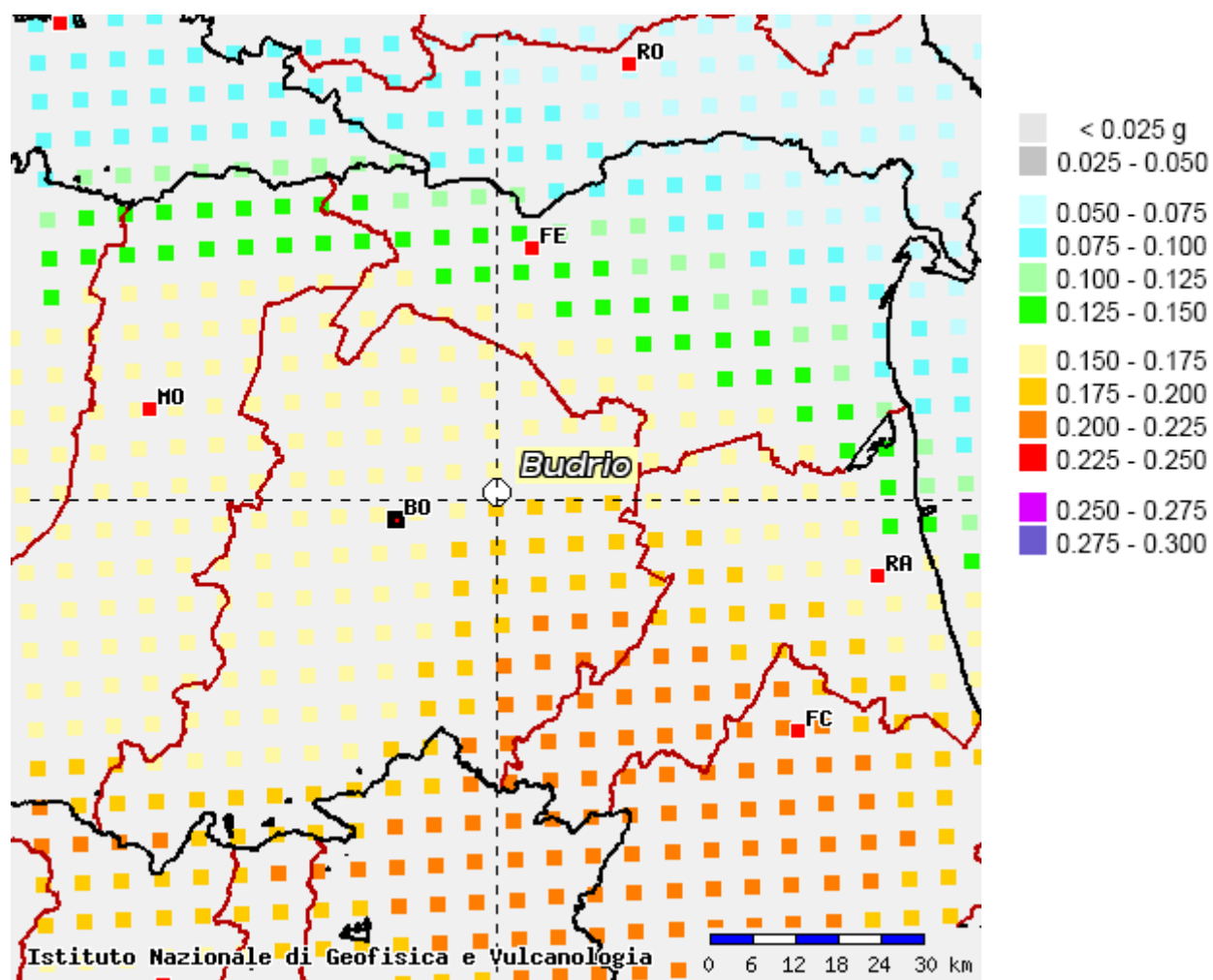
Come evidenziato dalla mappa delle zone sismogenetiche di cui si riporta uno stralcio, l'Emilia Romagna ricade nelle zone 911-914 alle quali è attribuito un valore di M pari a 6,14.



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.

TAV. 3 – MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA



10. MODELLAZIONE SISMICA

10.1. Vita nominale

La vita nominale di progetto di un'opera (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.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per diversi tipi di costruzione

TIPI DI COSTRUZIONE		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Nell'area in esame sono previste opere tipo "2" "per le quali si prevede una vita nominale V_N minima di 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 o 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 o 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 elettrica.

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

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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 e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

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 $S_e(T)$, 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 P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R , 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^* valore di riferimento per la determinazione del 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 WGS84 Lat. 44.538417; Long. 11.521697), 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	0,053	2,467	0,259
	SLD	63	50	0,066	2,470	0,272
Stati limite ultimi	SLV	10	475	0,173	2,434	0,299
	SLC	5	975	0,225	2,431	0,302

10.5. Categoria di sottosuolo

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio Vseq (in m/s) definita dalla espressione:

$$V_{Seq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{si}}}$$

con:

hi = spessore dell'i-esimo strato;

Vsi = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N = numero di strati;

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

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio Vseq è definita dal parametro Vs30, ottenuto ponendo H = 30 nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II, di seguito riportata:

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

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

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

Come si evidenzia dall'indagine eseguita, i terreni del primo sottosuolo sono caratterizzati da una profondità del substrato superiore a 30,00 m e da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, e con riferimento il p.c. presentano una V_{seq} pari a circa 208 m/sec, pertanto ricadono nella Categoria C, che comprende “*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30,0 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s*”.

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 classificazione.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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

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_o e T_c^* mediante le espressioni fornite nella seguente tabella.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c

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

Per il sito in esame otteniamo:

Stato limite	S_s	C_c
SLO	1,500	1,639
SLD	1,500	1,614
SLV	1,447	1,564
SLC	1,370	1,558

10.8. Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella Tab. 3.2.V, in funzione della categoria topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tab. 3.2.V – Valori massimi dei coefficienti di amplificazione topografica S_T

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

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove S_T assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V, fino alla base, dove S_T assume un valore unitario.

L'area in esame si pone in corrispondenza di una superficie pianeggiante, perciò si configura una categoria topografica tipo T1 cui è associato un coefficiente di amplificazione topografica pari a 1,0.

10.9. 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 a 2,456 m/sec².

10.10. 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 0,060.

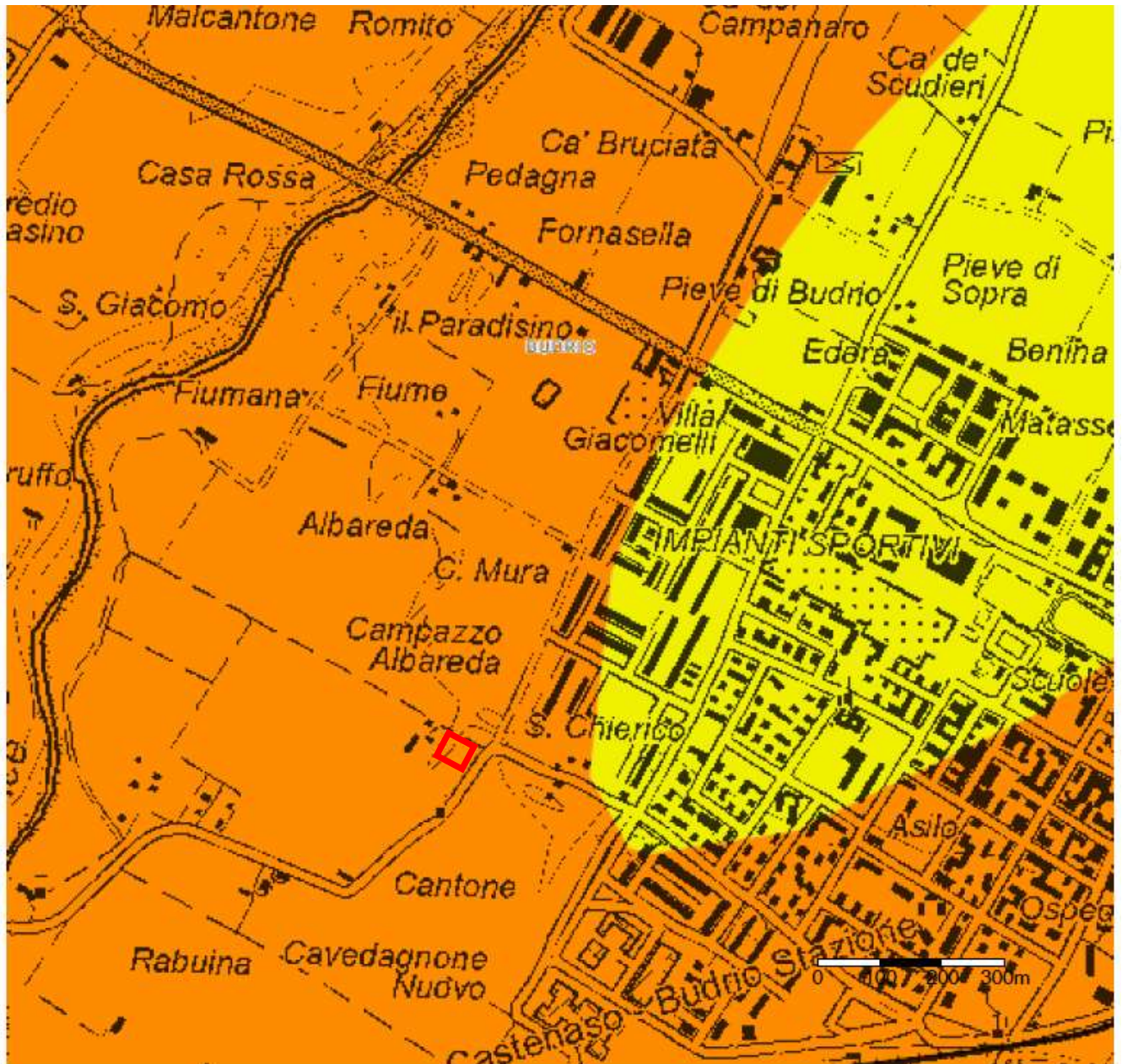
Il coefficiente sismico verticale (k_v) si ottiene mediante la relazione:

$$k_v = 0,5 k_h = 0,030$$

11. MICROZONAZIONE SISMICA

Nella Tavola 2C del PTCP della Provincia di Bologna "Rischio Sismico – Carta provinciale degli effetti locali attesi", l'area in esame è classificata come C "Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziali cedimenti".

STRALCIO TAVOLA 2C PTCP



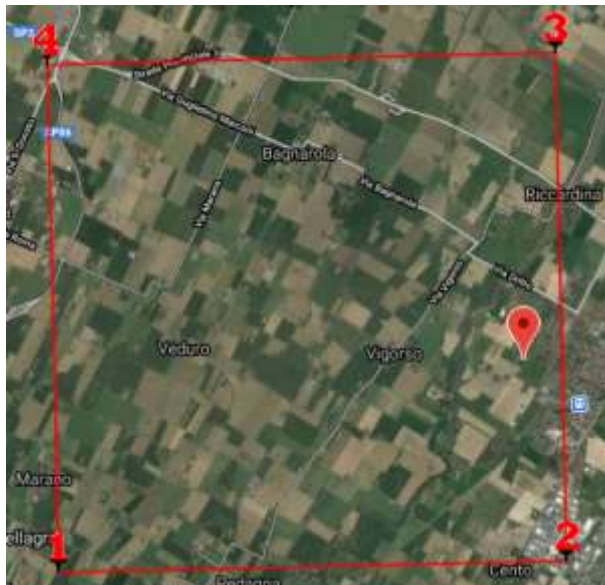
Zona 3_L2 - Zona di attenzione per liquefazioni.

Profondità del principale riflettore sismico >100 m (approssimabile a "Pianura 2" – DGR 2193/2015).

[equivalente ad L2 (PTCP) = area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziale liquefazione – sabbie prevalenti certe].

12. 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 NTC18).

Coordinate del sito (WGS84)	Latitudine 44.538417 Longitudine 11.521697 
Strategia di progettazione	Vita nominale (Vn): 50 anni
	Classe d'uso: II
	Coefficiente d'uso (Cu): 1,0
	ag (SLV) - 0,173g; ag (SLD) - 0,066g;

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	16732	44.5175	11.4576	5591.927
2	16733	44.5187	11.5276	2247.579
3	16511	44.5686	11.5260	3376.870
4	16510	44.5675	11.4559	6132.104

Parametri di pericolosità sismica.

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.053	2.467	0.259
SLD	50	0.066	2.470	0.272
SLV	475	0.173	2.433	0.299
SLC	975	0.225	2.430	0.302

13. DEFINIZIONE DELLA RSL MEDIANTE ANALISI NUMERICA

La procedura di calcolo adoperata per la valutazione della funzione di trasferimento utilizzando il software RSLIII della GeoStru, 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.

13.1. Dati generali

La definizione del modello geotecnico del sottosuolo è stata fatta sulla base delle indagini geognostiche eseguite nell'area.

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 Vs degli strati profondi, si sono considerati gli esiti delle indagini sismiche eseguite.

Stratigrafia

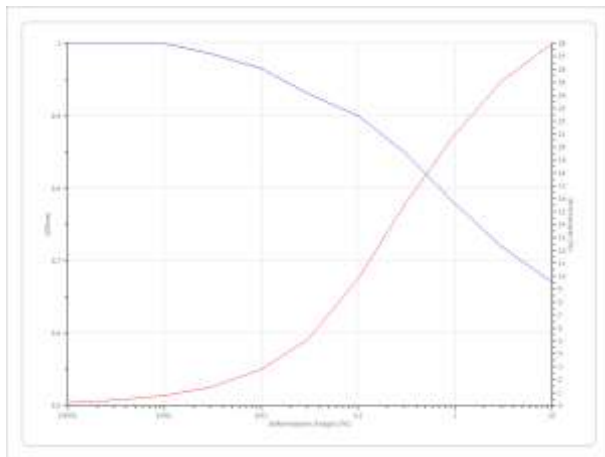
n.	Prof.tà [m]	Spess. [m]	Terreno	Gmax [MPa]	γ . [kN/m ³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1	--	10.9	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	38.51	19.0	141.0	103.6
2	10.9	20.4	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	94.23	19.1	220.0	301.9
3	31.3	59.7	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	243.50	19.5	350.0	685.9
4	91.0	oo	Idriss (1990) Rock	1435.27	22.0	800.0	975.1

Strato con falda: 1

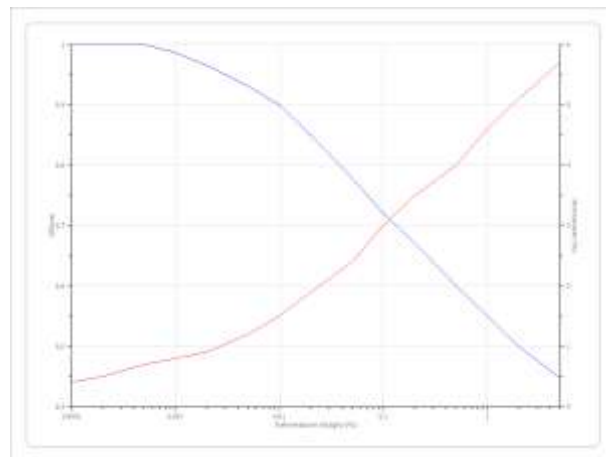
Strato rilevamento accelerogramma: 4 *Bedrock* – Affiorante (*outcrop*)

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

Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)



Idriss (1990) Rock



13.2. 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 in accordo con la Del. Reg. 476/2021 All. 4, vengono utilizzati sette accelerogrammi reali, registrati su roccia, spettro compatibili in media agli spettri di normativa definiti nelle NTC2018, estratti dalla piattaforma WebGIS 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 e in aggiunta tre segnali di riferimento relativi ad un sito in roccia (A) forniti dalla regione Emilia Romagna e identificati dalle sigle 046, 126 e 354.

Gli input selezionati sono stati scalati in funzione dell'ag massima attesa sul bedrock rigido (Categoria A) per il periodo di ritorno definito dalla strategia di progettazione considerata.

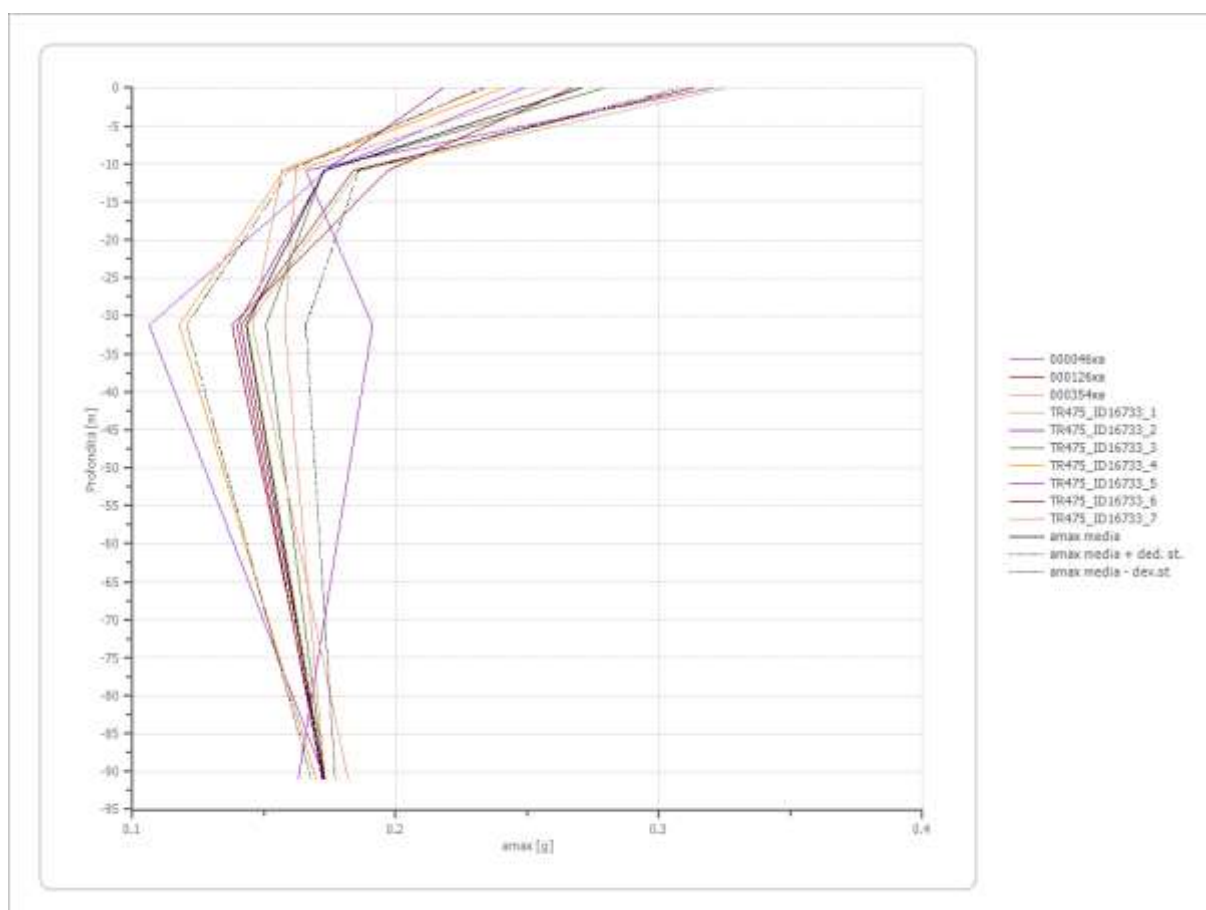
Le impostazioni di analisi adottate sono le seguenti.

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	1.55×10^{-4}

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

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

Profondità	0	10.9	31.3	91.0	--
	[m]	[m]	[m]	[m]	--
Accelerogramma	P_{ga}			P_{ga0}	P_{ga}/P_{ga0}
046 [g]	0.249	0.173	0.106	0.173	1.44
0126 [g]	0.313	0.184	0.141	0.173	1.81
0354 [g]	0.259	0.162	0.158	0.173	1.50
TR475_ID16956_1 [g]	0.325	0.186	0.144	0.173	1.88
TR475_ID16956_2 [g]	0.218	0.173	0.140	0.172	1.27
TR475_ID16956_3 [g]	0.279	0.173	0.151	0.173	1.61
TR475_ID16956_4 [g]	0.241	0.157	0.118	0.170	1.42
TR475_ID16956_5 [g]	0.320	0.166	0.191	0.163	1.96
TR475_ID16956_6 [g]	0.267	0.197	0.138	0.173	1.54
TR475_ID16956_7 [g]	0.234	0.157	0.146	0.182	1.29
media [g]	0.271	0.173	0.143	0.172	1.57



SLV

Fattori di amplificazione ICMS 2018

Tai	0.150	[s]
Tvi	0.960	[s]
Tao	0.260	[s]
Tvo	0.960	[s]
Sami	3.994	[m/s ²]
Svmi	0.233	[m/s]
Samo	6.605	[m/s ²]
Svmo	0.516	[m/s]
Fa	1.654	[-]
Fv	2.216	[-]
TB	0.164	[s]
TC	0.491	[s]
TD	2.577	[s]
SA(0)	0.244	[g]
SA(TB)	0.673	[g]

Fattori di amplificazione su intensità spettrale di velocità

Periodo minimo [s]	Periodo massimo [s]	SI Housner
0.100	0.500	1.76
0.400	0.800	2.04
0.700	1.100	2.17
0.500	1.000	2.10
0.500	1.500	2.19
0.100	2.500	1.99

Fattori di amplificazione di intensità spettrale di accelerazione

Periodo minimo [s]	Periodo massimo [s]	SA
0.100	0.500	1.72
0.400	0.800	2.12
0.700	1.100	2.21
0.500	1.500	2.19

Scuotimento in accelerazione

Periodo minimo [s]	Periodo massimo [s]	ASI/ Δt [cm/s ²]	FA	Hs [cm/s ²]
0.100	0.500	386.9	1.72	665.5
0.400	0.800	188.5	2.12	399.6
0.700	1.100	68.3	2.21	150.9
0.500	1.500	67.4	2.19	147.6

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	0.2706	0.26	0.8395	0.52	0.6106	0.98	0.3466	2.25	0.0549
0.01	0.2706	0.27	0.8340	0.53	0.5794	1.00	0.3318	2.30	0.0520
0.02	0.2718	0.28	0.7945	0.54	0.5465	1.05	0.3036	2.35	0.0491
0.03	0.2742	0.29	0.7342	0.55	0.5200	1.10	0.2857	2.40	0.0464
0.04	0.2816	0.30	0.6958	0.56	0.5092	1.15	0.2717	2.50	0.0432
0.05	0.2937	0.31	0.6878	0.57	0.5080	1.20	0.2575	2.60	0.0410
0.06	0.3193	0.32	0.6848	0.58	0.5029	1.25	0.2375	2.70	0.0393
0.07	0.3342	0.33	0.6820	0.60	0.4787	1.30	0.2100	2.80	0.0380
0.08	0.3690	0.34	0.6722	0.62	0.4455	1.35	0.1868	2.90	0.0355
0.09	0.4033	0.35	0.6560	0.64	0.4213	1.40	0.1667	3.00	0.0332
0.10	0.4463	0.36	0.6606	0.66	0.4086	1.45	0.1562	3.10	0.0305
0.11	0.4435	0.37	0.6806	0.68	0.3977	1.50	0.1497	3.20	0.0284
0.12	0.4740	0.38	0.6900	0.70	0.3811	1.55	0.1431	3.30	0.0271
0.13	0.5059	0.39	0.6899	0.72	0.3620	1.60	0.1334	3.40	0.0259
0.14	0.5523	0.40	0.6916	0.74	0.3440	1.65	0.1234	3.50	0.0253
0.15	0.5773	0.41	0.6861	0.76	0.3396	1.70	0.1158	3.60	0.0247
0.16	0.5384	0.42	0.6865	0.78	0.3331	1.75	0.1093	3.70	0.0242
0.17	0.5150	0.43	0.6956	0.80	0.3270	1.80	0.1039	3.80	0.0233
0.18	0.5562	0.44	0.7056	0.82	0.3277	1.85	0.0980	3.90	0.0220
0.19	0.5970	0.45	0.7165	0.84	0.3320	1.90	0.0924	4.00	0.0205
0.20	0.6184	0.46	0.7153	0.86	0.3354	1.95	0.0866		
0.21	0.6534	0.47	0.7085	0.88	0.3463	2.00	0.0801		
0.22	0.6868	0.48	0.6963	0.90	0.3615	2.05	0.0740		
0.23	0.7141	0.49	0.6835	0.92	0.3694	2.10	0.0684		
0.24	0.7703	0.50	0.6645	0.94	0.3693	2.15	0.0630		
0.25	0.8158	0.51	0.6387	0.96	0.3617	2.20	0.0582		

Spettro normalizzato SLV

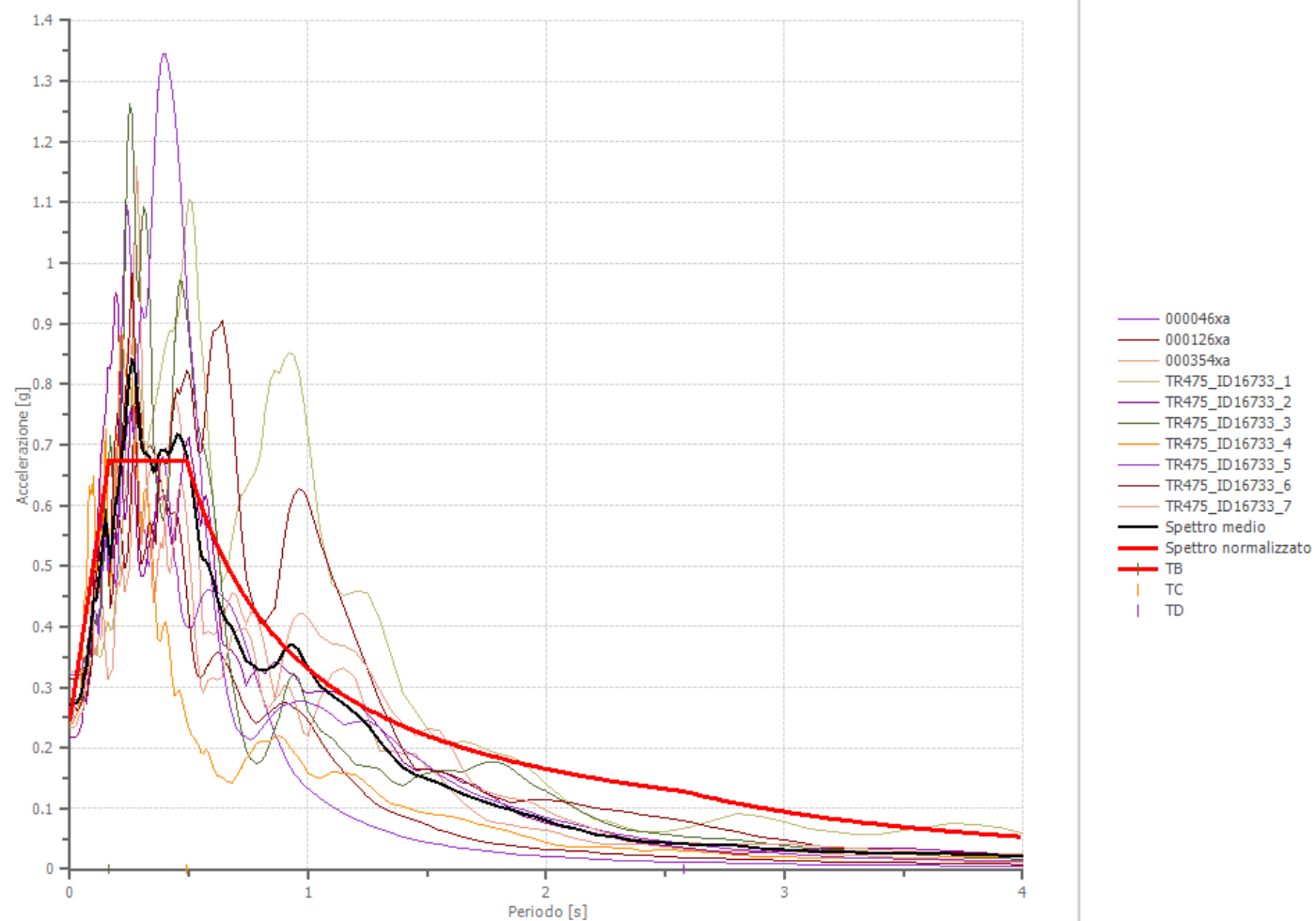
Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.2444	0.26	0.6733	0.52	0.6352	0.98	0.3370	2.25	0.1468
0.01	0.2706	0.27	0.6733	0.53	0.6232	1.00	0.3303	2.30	0.1436
0.02	0.2968	0.28	0.6733	0.54	0.6116	1.05	0.3146	2.35	0.1405
0.03	0.3230	0.29	0.6733	0.55	0.6005	1.10	0.3003	2.40	0.1376
0.04	0.3493	0.30	0.6733	0.56	0.5898	1.15	0.2872	2.50	0.1321
0.05	0.3755	0.31	0.6733	0.57	0.5795	1.20	0.2752	2.60	0.1270
0.06	0.4017	0.32	0.6733	0.58	0.5695	1.25	0.2642	2.70	0.1223
0.07	0.4280	0.33	0.6733	0.60	0.5505	1.30	0.2541	2.80	0.1180
0.08	0.4542	0.34	0.6733	0.62	0.5327	1.35	0.2447	2.90	0.1139
0.09	0.4804	0.35	0.6733	0.64	0.5161	1.40	0.2359	3.00	0.1101
0.10	0.5066	0.36	0.6733	0.66	0.5004	1.45	0.2278	3.10	0.1065
0.11	0.5329	0.37	0.6733	0.68	0.4857	1.50	0.2202	3.20	0.1032
0.12	0.5591	0.38	0.6733	0.70	0.4718	1.55	0.2131	3.30	0.1001
0.13	0.5853	0.39	0.6733	0.72	0.4587	1.60	0.2064	3.40	0.0971
0.14	0.6116	0.40	0.6733	0.74	0.4463	1.65	0.2002	3.50	0.0944
0.15	0.6378	0.41	0.6733	0.76	0.4346	1.70	0.1943	3.60	0.0917
0.16	0.6640	0.42	0.6733	0.78	0.4234	1.75	0.1887	3.70	0.0893
0.17	0.6733	0.43	0.6733	0.80	0.4129	1.80	0.1835	3.80	0.0869
0.18	0.6733	0.44	0.6733	0.82	0.4028	1.85	0.1785	3.90	0.0847
0.19	0.6733	0.45	0.6733	0.84	0.3932	1.90	0.1738	4.00	0.0826
0.20	0.6733	0.46	0.6733	0.86	0.3841	1.95	0.1694		
0.21	0.6733	0.47	0.6733	0.88	0.3753	2.00	0.1651		
0.22	0.6733	0.48	0.6733	0.90	0.3670	2.05	0.1611		
0.23	0.6733	0.49	0.6733	0.92	0.3590	2.10	0.1573		
0.24	0.6733	0.50	0.6606	0.94	0.3514	2.15	0.1536		
0.25	0.6733	0.51	0.6476	0.96	0.3441	2.20	0.1501		

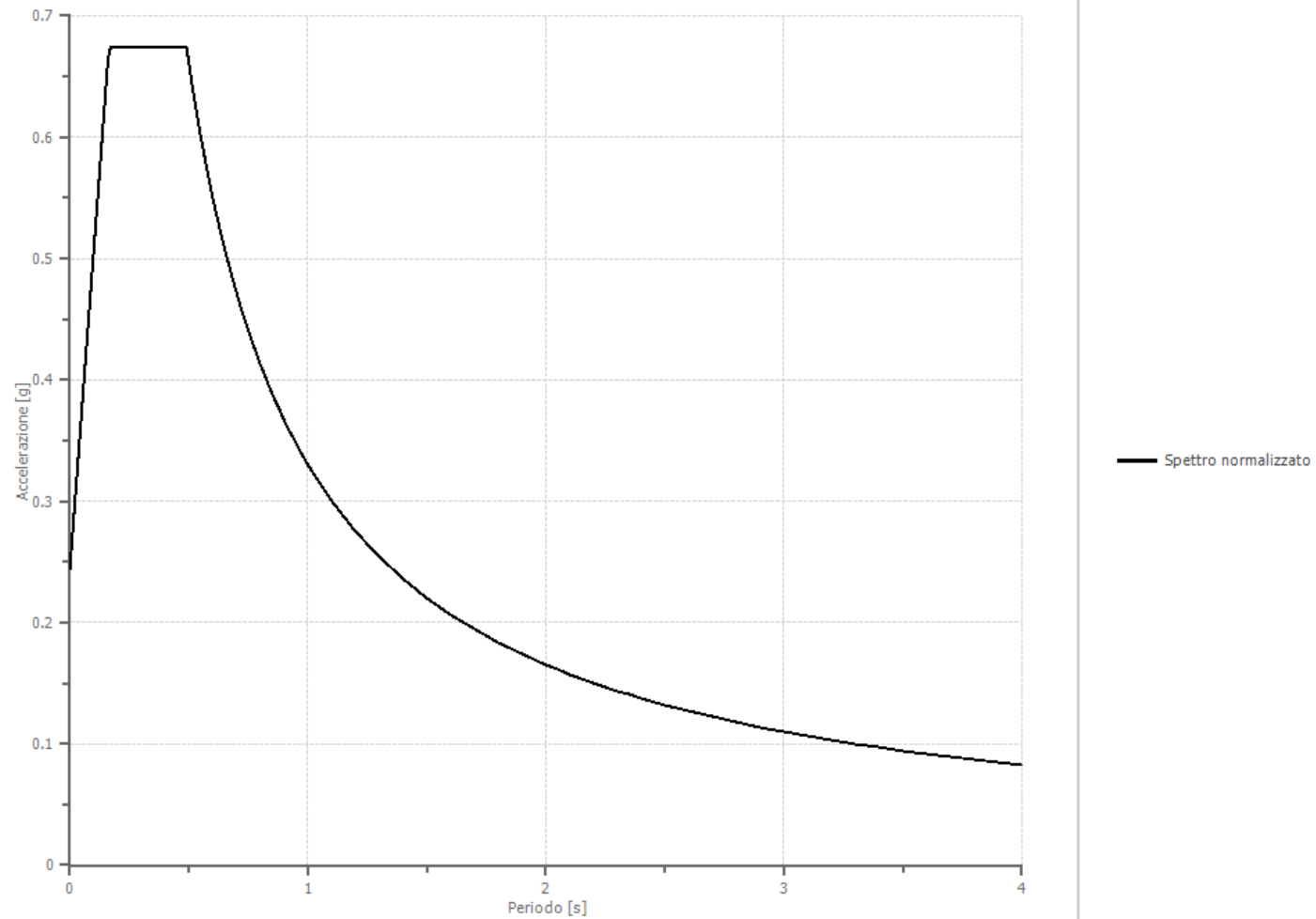
Parametri spettro normalizzato SLV

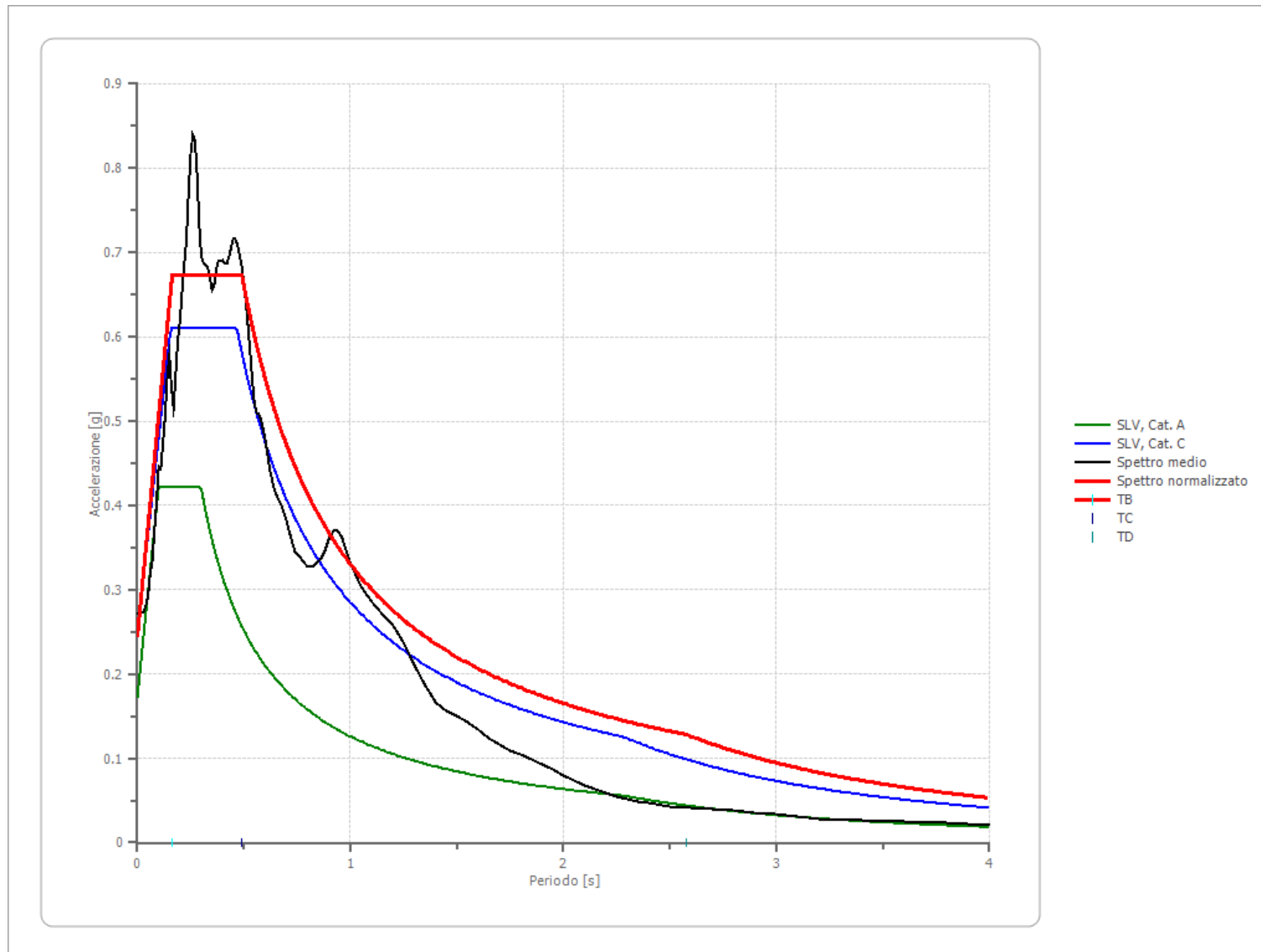
Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]	S
0.244	2.755	--	0.164	0.491	2.577	0.244	0.673	1.413

Di seguito si riportano in forma grafica gli spettri elaborati, lo spettro medio e lo spettro normalizzato allo stato limite SLV; lo spettro normalizzato (in rosso), ricavato dall'analisi numerica, è stato messo a confronto con gli spettri desumibili dall'analisi secondo la procedura semplificata (§ 3.2.2. NTC18) 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.

Confronto tra spettri elaborati, spettro medio e spettro normalizzato SLV

Spettro normalizzato SLV

Confronto con gli spettri NTC

SLD

Fattori di amplificazione ICMS 2018

Tai	0.150	[s]
Tvi	0.960	[s]
Tao	0.2670	[s]
Tvo	0.960	[s]
Sami	1.524	[m/s ²]
Svmi	0.089	[m/s]
Samo	2.962	[m/s ²]
Svmo	0.212	[m/s]
Fa	1.944	[-]
Fv	2.393	[-]
TB	0.150	[s]
TC	0.451	[s]
TD	2.035	[s]
SA(0)	0.109	[g]
SA(TB)	0.302	[g]

Spettro di accelerazione medio SLD

Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.1217	0.26	0.3899	0.52	0.2597	0.98	0.1425	2.25	0.0215
0.01	0.1217	0.27	0.3849	0.53	0.2448	1.00	0.1362	2.30	0.0204
0.02	0.1224	0.28	0.3622	0.54	0.2296	1.05	0.1241	2.35	0.0193
0.03	0.1237	0.29	0.3266	0.55	0.2175	1.10	0.1161	2.40	0.0181
0.04	0.1284	0.30	0.3029	0.56	0.2121	1.15	0.1098	2.50	0.0169
0.05	0.1420	0.31	0.2946	0.57	0.2096	1.20	0.1035	2.60	0.0160
0.06	0.1598	0.32	0.2905	0.58	0.2066	1.25	0.0953	2.70	0.0153
0.07	0.1652	0.33	0.2891	0.60	0.1959	1.30	0.0841	2.80	0.0148
0.08	0.1864	0.34	0.2846	0.62	0.1815	1.35	0.0744	2.90	0.0138
0.09	0.2027	0.35	0.2772	0.64	0.1716	1.40	0.0661	3.00	0.0128
0.10	0.2266	0.36	0.2808	0.66	0.1659	1.45	0.0611	3.10	0.0118
0.11	0.2193	0.37	0.2901	0.68	0.1613	1.50	0.0585	3.20	0.0110
0.12	0.2317	0.38	0.2954	0.70	0.1544	1.55	0.0560	3.30	0.0105
0.13	0.2443	0.39	0.2970	0.72	0.1463	1.60	0.0522	3.40	0.0100
0.14	0.2641	0.40	0.2975	0.74	0.1402	1.65	0.0482	3.50	0.0098
0.15	0.2732	0.41	0.2970	0.76	0.1386	1.70	0.0453	3.60	0.0095
0.16	0.2480	0.42	0.2980	0.78	0.1358	1.75	0.0427	3.70	0.0093
0.17	0.2373	0.43	0.3036	0.80	0.1337	1.80	0.0405	3.80	0.0090
0.18	0.2522	0.44	0.3090	0.82	0.1339	1.85	0.0381	3.90	0.0085
0.19	0.2773	0.45	0.3153	0.84	0.1361	1.90	0.0358	4.00	0.0079
0.20	0.2885	0.46	0.3164	0.86	0.1373	1.95	0.0336		
0.21	0.3011	0.47	0.3102	0.88	0.1421	2.00	0.0312		
0.22	0.3127	0.48	0.3036	0.90	0.1489	2.05	0.0288		
0.23	0.3285	0.49	0.2957	0.92	0.1522	2.10	0.0267		
0.24	0.3514	0.50	0.2855	0.94	0.1522	2.15	0.0247		
0.25	0.3768	0.51	0.2732	0.96	0.1493	2.20	0.0228		

Spettro normalizzato SLD

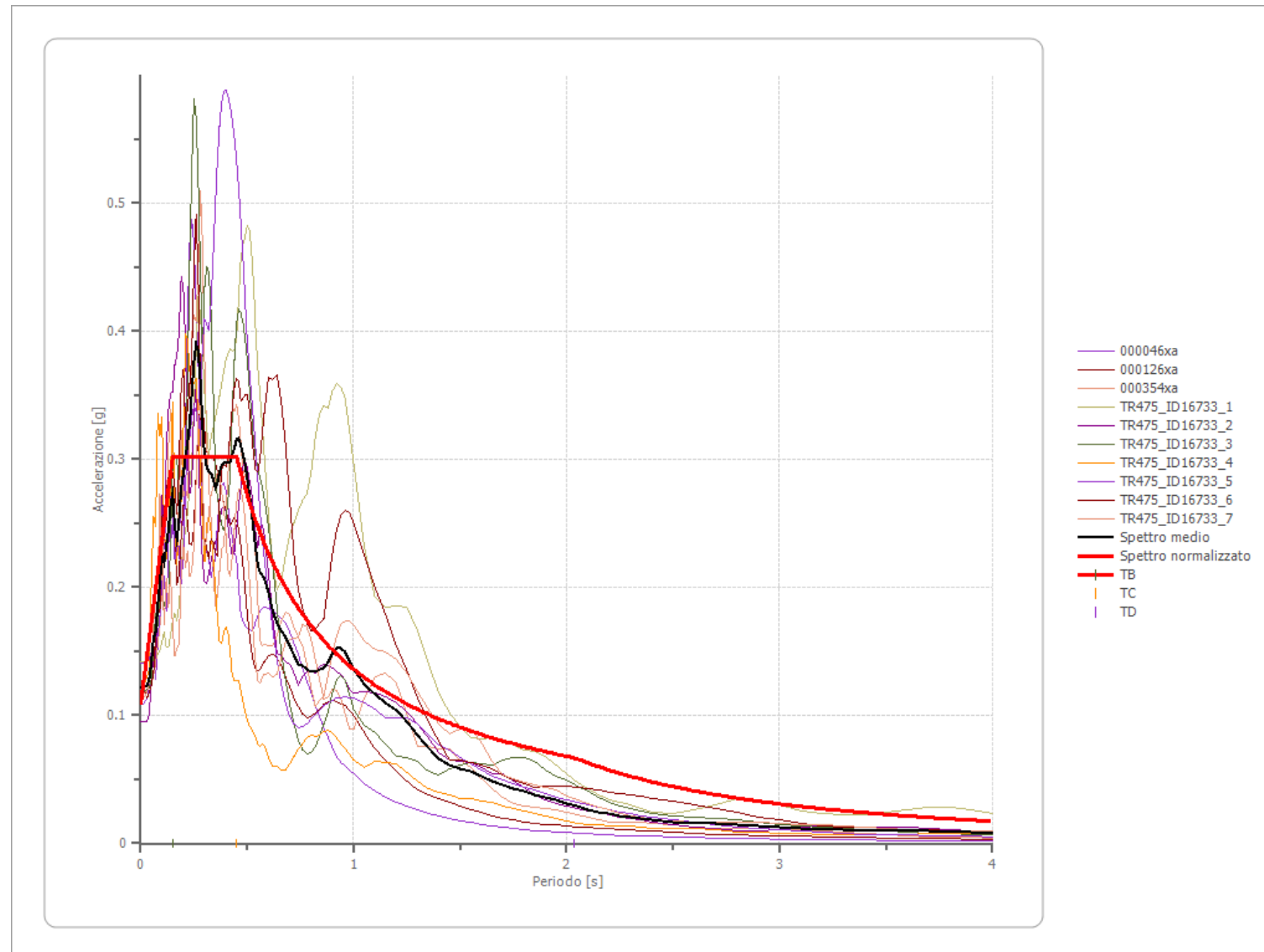
Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]	Periodo [s]	Accelerazione [g]
0.00	0.1089	0.26	0.3019	0.52	0.2616	0.98	0.1388	2.25	0.0605
0.01	0.1217	0.27	0.3019	0.53	0.2567	1.00	0.1360	2.30	0.0592
0.02	0.1346	0.28	0.3019	0.54	0.2519	1.05	0.1296	2.35	0.0579
0.03	0.1474	0.29	0.3019	0.55	0.2474	1.10	0.1237	2.40	0.0567
0.04	0.1603	0.30	0.3019	0.56	0.2429	1.15	0.1183	2.50	0.0544
0.05	0.1731	0.31	0.3019	0.57	0.2387	1.20	0.1134	2.60	0.0523
0.06	0.1860	0.32	0.3019	0.58	0.2346	1.25	0.1088	2.70	0.0504
0.07	0.1988	0.33	0.3019	0.60	0.2267	1.30	0.1047	2.80	0.0486
0.08	0.2117	0.34	0.3019	0.62	0.2194	1.35	0.1008	2.90	0.0469
0.09	0.2246	0.35	0.3019	0.64	0.2126	1.40	0.0972	3.00	0.0453
0.10	0.2374	0.36	0.3019	0.66	0.2061	1.45	0.0938	3.10	0.0439
0.11	0.2503	0.37	0.3019	0.68	0.2001	1.50	0.0907	3.20	0.0425
0.12	0.2631	0.38	0.3019	0.70	0.1944	1.55	0.0878	3.30	0.0412
0.13	0.2760	0.39	0.3019	0.72	0.1890	1.60	0.0850	3.40	0.0400
0.14	0.2888	0.40	0.3019	0.74	0.1838	1.65	0.0825	3.50	0.0389
0.15	0.3017	0.41	0.3019	0.76	0.1790	1.70	0.0800	3.60	0.0378
0.16	0.3019	0.42	0.3019	0.78	0.1744	1.75	0.0777	3.70	0.0368
0.17	0.3019	0.43	0.3019	0.80	0.1701	1.80	0.0756	3.80	0.0358
0.18	0.3019	0.44	0.3019	0.82	0.1659	1.85	0.0735	3.90	0.0349
0.19	0.3019	0.45	0.3019	0.84	0.1620	1.90	0.0716	4.00	0.0340
0.20	0.3019	0.46	0.2958	0.86	0.1582	1.95	0.0698		
0.21	0.3019	0.47	0.2895	0.88	0.1546	2.00	0.0680		
0.22	0.3019	0.48	0.2834	0.90	0.1512	2.05	0.0664		
0.23	0.3019	0.49	0.2776	0.92	0.1479	2.10	0.0648		
0.24	0.3019	0.50	0.2721	0.94	0.1447	2.15	0.0633		
0.25	0.3019	0.51	0.2668	0.96	0.1417	2.20	0.0618		

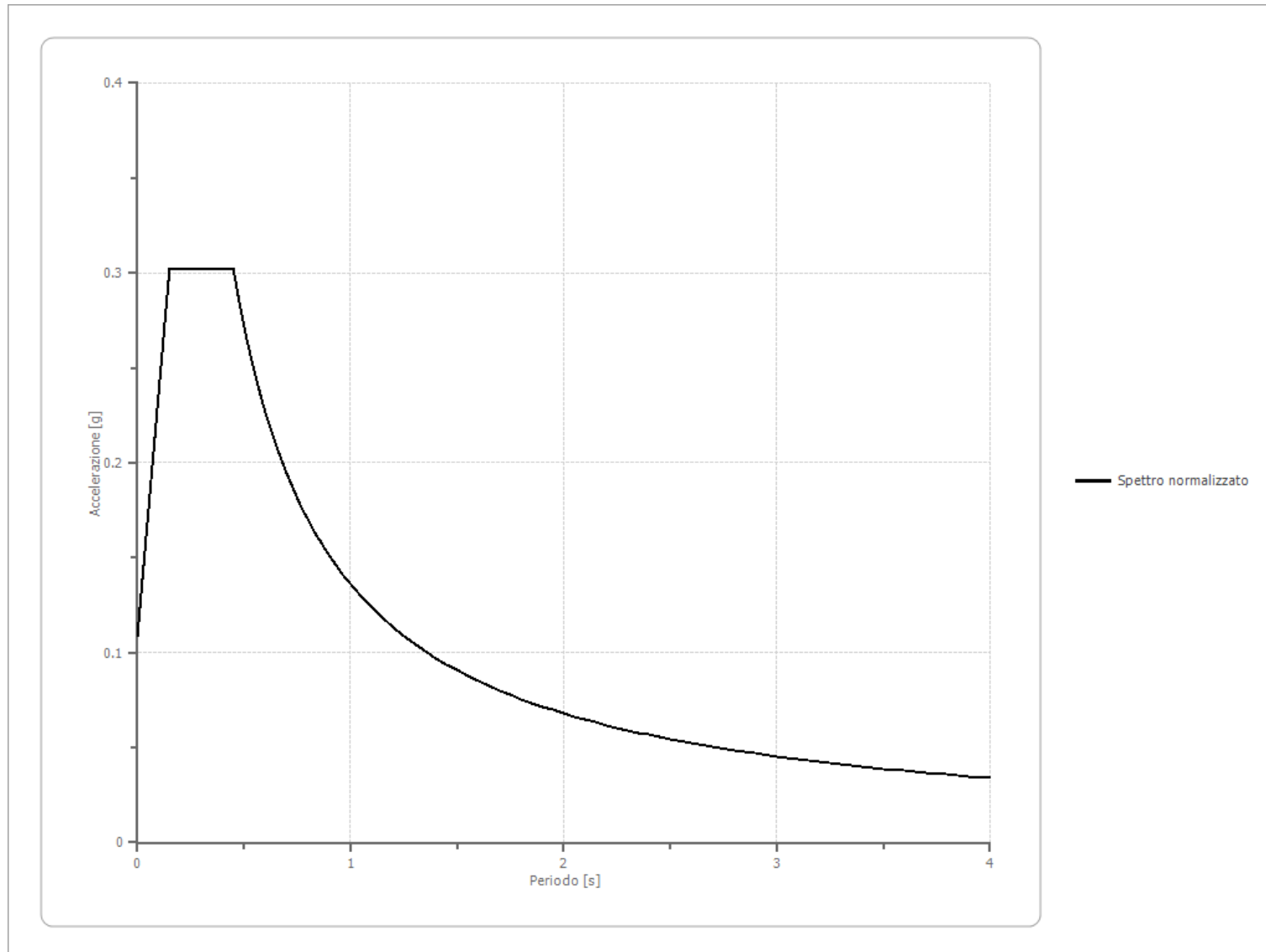
Parametri spettro normalizzato SLD

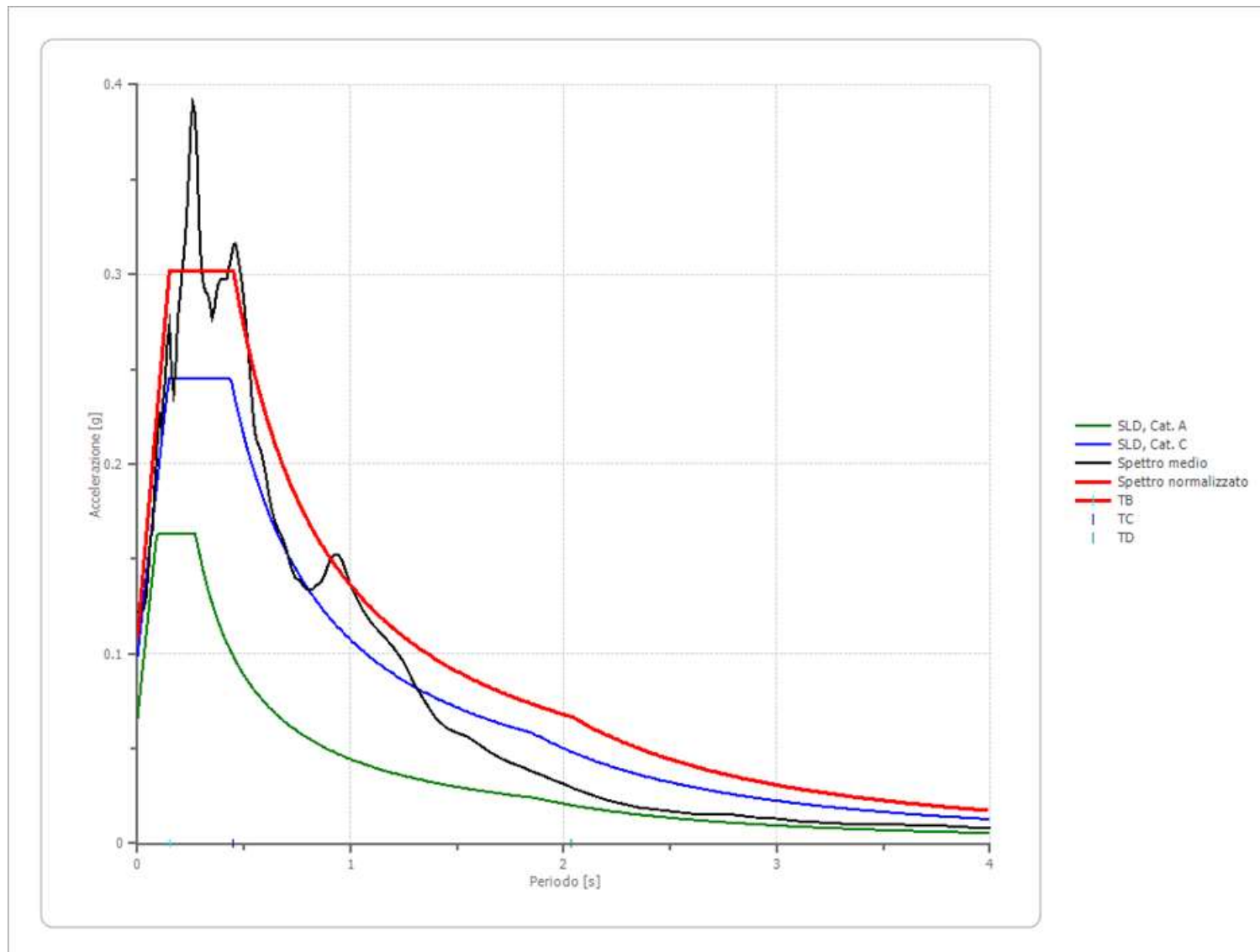
Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]	S
0.109	2.77	--	0.150	0.451	2.035	0.109	0.302	1.649

Di seguito si riportano in forma grafica gli spettri elaborati, lo spettro medio e lo spettro normalizzato allo stato limite SLD; lo spettro normalizzato (in rosso), ricavato dall'analisi numerica, è stato messo a confronto con gli spettri desumibili dall'analisi secondo la procedura semplificata (§ 3.2.2. NTC18) 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.

Confronto tra spettri elaborati, spettro medio e spettro normalizzato SLD

Spettro normalizzato SLD

Confronto con gli spettri NTC

14. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

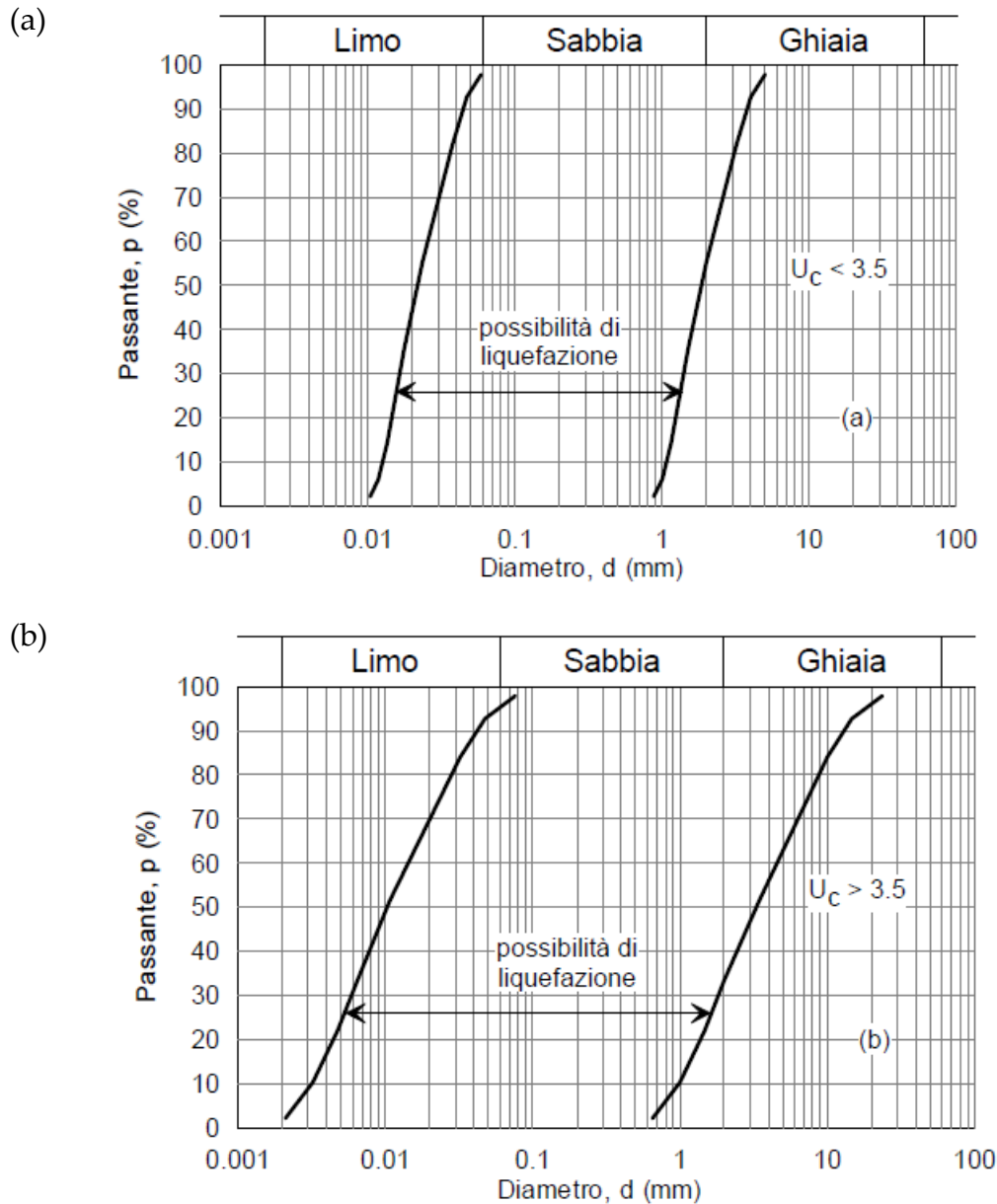
In occasione di un evento sismico particolare attenzione deve essere posta nella liquefazione dei terreni, ovvero la fluidificazione degli stessi con perdita improvvisa della resistenza al taglio, tendenza all'addensamento e conseguente riduzione di volume.

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. Accelerazioni massime attese al p.c. in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g; nel nostro caso $a_{max} = 0,240g$ (*non soddisfatta*).

Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle successive condizioni:

2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15,00 m dal p.c., per p.c. suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali; al termine dell'indagine all'interno dei suddetti terreni è stata rilevata la presenza di una falda freatica di superficie il cui livello statico è stato misurato ad una profondità media di 3,30÷3,40 m rispetto al p.c. attuale, presumibilmente soggetta a variazioni stagionali (*non soddisfatta*).
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $(q_{c1N}) > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa, e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa; dalle prove penetrometriche eseguite la litologia di superficie è rappresentata da terreni limosi e argillosi con sottili intercalazioni sabbiose (*non soddisfatta*).
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in figura (b) per terreni con $U_c > 3,5$; a livello operativo l'applicazione di questo criterio implica l'esecuzione di un sondaggio con prelievo di campioni di sabbia satura.



Non essendo soddisfatta alcuna delle precedenti circostanze previste dalle N.T.C. 7.11.3.4.2, si è proceduto ad eseguire la verifica alla liquefazione.

Il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione (FSL) è espresso attraverso il rapporto fra la resistenza ciclica normalizzata (CRR) e lo sforzo ciclico normalizzato (CSR); Se il rapporto (FSL) è maggiore di 1,2 il terreno è non liquefacibile, mentre diventa liquefacibile in caso contrario.

Lo sforzo ciclico normalizzato può essere valutato nell'ipotesi di mezzo perfettamente rigido, in cui si propagano solo onde di taglio, con la seguente espressione semplificata che tiene conto del mezzo deformabile:

$$CSR = \frac{\tau_{hm}}{\sigma'_z} = 0,65 \times a_{maxs} \times \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} \times \frac{r_d}{g} \times \frac{1}{MSF}$$

dove:

τ_{hm} = tensione tangenziale media indotta dal sisma di progetto;

a_{maxs} = accelerazione massima al sito = $S \cdot a_g = 0,240g$;

σ_z e σ'_z = valori della tensione litostatica totale ed effettiva alla profondità z dal p.c.;

r_d = coefficiente funzione della profondità dal p.c.;

MSF = coefficiente correttivo funzione della magnitudo massima attesa $M = 6,14$, per le zone sismogenetiche 911÷914.

La resistenza ciclica normalizzata (CRR) da prove CPTE/CPTU in accordo con quanto prescritto al punto A2.2) dell'All. A3 del D.G.R 2193/2015 viene valutata mediante il metodo di Boulanger e Idriss (2014) che permette di correlare la resistenza al taglio mobilitata nel terreno con i risultati della prova penetrometrica statica.

La procedura di calcolo si basa sulla seguente equazione:

$$CRR = \exp \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{113} \right] + \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right]^2 - \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{140} \right]^3 + \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{137} \right]^4 - 2,80$$

dove $(q_{c1n})_{cs}$ è funzione della resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente FC determinata sulla base dell'indice di classificazione del terreno I_c .

Dalla verifica vengono esclusi gli orizzonti di transizione da litotipi argillosi a sabbiosi e viceversa e caratterizzati da $1,51 < I_c < 3,23$.

Il dettaglio della procedura di calcolo della resistenza alla liquefazione (Boulanger & Idriss 2014) eseguito mediante il software Cliq della Geologismiki, viene riportato nel diagramma di flusso in allegato.

Le procedure di calcolo applicate alle prove eseguite hanno evidenziato la presenza di sottili lenti caratterizzate da un coefficiente di sicurezza $F_s < 1,2$.

15. VALUTAZIONE INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

La verifica alla liquefazione ha evidenziato la presenza di terreni potenzialmente liquefacibili, pertanto occorre effettuare la stima dell'indice di liquefazione IL in termini quantitativi.

Iwasaki et al., (1978) hanno introdotto il parametro "Indice del potenziale di Liquefazione IL", esplicabile mediante le seguenti relazioni:

$$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \times w(z) \cdot dz$$

dove:

$$\begin{aligned} F(z) &= 0 && \text{per } FSL \geq 1,2 \\ F(z) &= 2 \cdot 10^6 \exp(-18,427 \cdot FSL) && \text{per } 1,2 > FSL > 0,95 \\ F(z) &= 1 - FSL && \text{per } FSL \leq 0,95 \\ w(z) &= 10 - 0,5 \times z \\ z &= \text{profondità dal piano campagna;} \\ z_{crit} &= \text{profondità critica pari a 15 m.} \end{aligned}$$

In base al valore di IL è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione attraverso la seguente tabella (Sonmez 2003):

Valore IL	Potenziale di liquefazione
IL = 0	Non liquefacibile (FSL ≥ 1,2)
0 < IL ≤ 2	Basso
2 < IL ≤ 5	Moderato
5 < IL ≤ 15	Alto
IL > 15	Molto alto

Nell'area in esame le valutazioni analitiche hanno espresso un Indice del potenziale di Liquefazione IL variabile da 0,28 a 1,30 traducibile in altri termini in un rischio di liquefazione "Basso"

In allegato sono riportati per ciascuna prova uno schema delle verifiche eseguite, il diagramma di classificazione di Robertson (2009) e un grafico riepilogativo degli spessori liquefacibili rispetto alla profondità degli stessi.

16. STIMA DEI CEDIMENTI INDOTTI DALL'AZIONE SISMICA

Il plottaggio degli esiti penetrometrici sul diagramma di classificazione di Robertson (2009) dà una prima analisi sulla possibilità di liquefazione e di cedimenti post sisma dei sedimenti investigati.

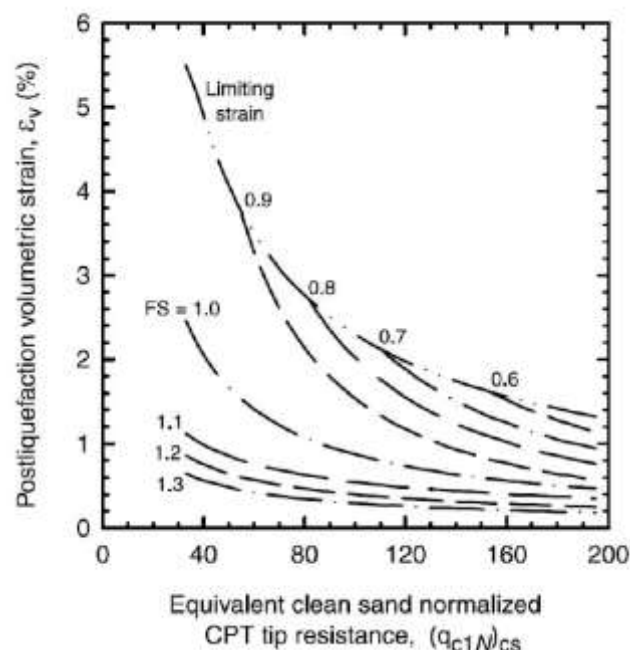
Dagli stessi risulta come i depositi a comportamento granulare ricadano nel campo A1, suscettibili di liquefazione, mentre i terreni poco coesivi e argillosi ricadono in modo prevalente nel campo B con caratteristiche di costipamento da normalconsolidato a moderatamente sovraconsolidato.

I sedimenti fini pertanto non appaiono predisposti a perdite di resistenza se sottoposti a impulsi ciclici e dunque senza possibilità di cedimenti post-sisma.

La stima dei cedimenti permanenti indotti dall'azione sismica, è stata pertanto condotta per i terreni granulari saturi evidenziati fino ad una profondità di 20,00 m, utilizzando gli esiti delle prove penetrometriche e basandosi sulla classificazione di comportamento dei terreni proposta da Robertson (1990; 2009).

Per i sedimenti non saturi a comportamento granulare la stima dei cedimenti non è stata effettuata in quanto gli stessi sono assenti.

Nei sedimenti saturi a comportamento granulare la stima dei cedimenti è stata effettuata utilizzando la metodologia di Zhang et al. (2002) in accordo con Robertson (2009), con il cedimento (s) ottenuto mediante la valutazione della deformazione volumetrica post sismica indotta (ϵ_v), calcolata in funzione della resistenza penetrometrica normalizzata e corretta e del fattore di sicurezza a liquefazione come da grafico seguente.



Il calcolo è stato effettuato con l'ausilio del programma CLiq della Geologismiki Geotechnical Software.

Per le condizioni suddette, come evidenziato nell'istogramma in allegato, i cedimenti post sismici ottenuti variano da 0,11 cm a 0,68 cm.

17. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO 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:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

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

R_d : valore di progetto della resistenza del terreno.

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.

La verifica viene eseguita prendendo in considerazione un sistema fondale diretto nastriforme o, in alternativa, a platea generale attestati, rispetto al p.c. fine lavori, ad una profondità di circa 1,00 m, pertanto i terreni interessati dall'intervento sono rappresentati nel primo caso dai limi argillosi di consistenza da plastica a plastico dura appartenenti all'unità geotecnica B, e nel secondo caso da tutti i terreni indagati.

Non vengono considerati i terreni sabbiosi a causa del limitato spessore che li caratterizza.

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:

$$C_u = \frac{q_{cm} - \sigma'_{vo}}{N_{cp}}$$

dove:

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

σ'_{vo} = 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 $\beta = 16$, si riduce a:

$$R_d = (c_{ud} \cdot N_c \cdot z_c \cdot s_c \cdot g_c + q) \cdot r_g / \gamma_R$$

dove:

c_{ud} = 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 $1 + 0,2 \cdot (B/L)$;

g_c = fattore dipendente dall'inclinazione 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;

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;

Il valore di progetto della resistenza R_d viene determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2II e tenendo conto, dove necessario, dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera.

La verifica della resistenza di progetto allo stato limite ultimo (SLU) viene effettuata applicando la combinazione (A1+M1+R3) prevista dall'approccio 2 tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nella Tab. 6.2.II.

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE		
		γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi' k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$c' k$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	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 previsto dalla Normativa per ottenere il valore di c_{ud} .

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:

kh = coefficiente sismico orizzontale.

Per un valore di kh pari a 0,060, si ottiene un valore di z_c pari a 0,981.

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

Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali per le verifiche SLU di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Nel nostro caso, non considerando la superficie efficace e i fattori di forma della fondazione, otteniamo:

Fondazione diretta nastriforme (B < 2,00 m)

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

$$c_{uk} = 50 \text{ kN/m}^2;$$

$$c_{ud} = 50,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$z_c = 0,981;$$

$$s_c = 1,0;$$

$$q = 19,2 \text{ kN/m}^2;$$

$$r_g = 1,0;$$

$$\gamma_R = 2,3.$$

$$R_d = (50,0 \cdot 5,14 \cdot 0,981 \cdot 1,0 + 19,2) \cdot 1,0/2,3 = 118,0 \text{ kN/m}^2$$

Fondazione diretta a platea generale (11,20 x 17,50 m)

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

$$c_{uk} = 55 \text{ kN/m}^2;$$

$$c_{ud} = 55,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$z_c = 0,981;$$

$$s_c = 1,13;$$

$$q = 19,2 \text{ kN/m}^2;$$

$$r_g = 0,813;$$

$$\gamma_R = 2,3.$$

$$R_d = (55,0 \cdot 5,14 \cdot 0,981 \cdot 1,13 + 19,2) \cdot 0,813/2,3 = 117,6 \text{ kN/m}^2$$

Fondazione diretta a platea generale (8,00 x 13,80 m)

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

$$c_{uk} = 55 \text{ kN/m}^2;$$

$$c_{ud} = 55,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$z_c = 0,981;$$

$$s_c = 1,12;$$

$$q = 19,2 \text{ kN/m}^2;$$

$$r_g = 0,849;$$

$$\gamma_R = 2,3.$$

$$R_d = (55,0 \cdot 5,14 \cdot 0,981 \cdot 1,12 + 19,2) \cdot 0,849/2,3 = 121,7 \text{ kN/m}^2$$

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

18. SCHEDA DI SINTESI

- CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO GEOTECNICA PRELIMINARE

Inquadramento geologico generale	Settore deposizionale della media Pianura Padana; assenza di processi morfodinamici
Assetto geolitologico	Formazioni continentali di piana alluvionale costituite da sedimenti alluvionali fini (limi argillosi e sabbiosi) mentre i sedimenti grossolani (ghiaie) sono pressoché assenti
Indagine geognostica e prove di riferimento	4 penetrometrie statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU) che rispetto al p.c. attuale hanno raggiunto la profondità di 20,00 m e n. 1 sondaggi con il metodo della trivellazione a secco della lunghezza di 4,00 m
Interferenza con falda	Falda evidenziata ad una profondità di 3,30÷3,40 m rispetto al p.c. attuale, presumibilmente soggetta a variazioni stagionali
Liquefazione	La presenza di una falda superficiale e di lenti sabbiose di scarso addensamento rappresentano fattori predisponenti fenomeni di liquefazione
Resistenza di progetto	I terreni presenti ad una profondità media di 1,00÷1,20 m dal p.c. attuale, nel caso di sistemi fondali diretti nastri-formi, non considerando la superficie efficace degli stessi, consentono valori di resistenza di progetto pari a 118,0 kN/m ² mentre per fondazioni a platea generale dell'ordine di 117,6÷121,7 kN/m ² (Approccio 2)
Condizioni di fattibilità e prescrizioni	Terreni che consentono normali tecniche costruttive (fondazioni superficiali). Gli eventuali scavi e il riutilizzo dei materiali scavati sono subordinati al rispetto delle normative vigenti.

CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Indagini sismiche	1 Masw e 1 HVSR
Pericolosità sismica PTCP e PSC	PTCP: C - Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziali cedimenti PSC: Zona 3_L2- Zona di attenzione per liquefazione
Modellazione sismica	Ag = 0,173g; Categoria Topografica T1; coefficiente di amplificazione topografica 1; Vseq = 202 m/s; Categoria di sottosuolo C
Analisi sismica III Livello	FA PGA = 1,4; FA SI1 = 1,7; FA SI2 = 2,1; FA SI3 = 2,2; PGA = 0,244g FA SA1 = 1,7; FA SA2 = 2,1; FA SA3 = 2,2; FA SA4 = 2,2 HS1 = 665,5; HS2 = 399,6; HS3 = 150,9; HS4 = 147,6 [cm/s ²]
Liquefazione	IL<1,3; Potenziale di liquefazione basso
Cedimenti post sismici (s)	0,1<s<0,7 cm
Condizioni di fattibilità e prescrizioni	Nessun elemento escludente o limitativo per gli interventi previsti

Casalecchio di Reno, 31 Agosto 2021



ALLEGATI

Indagine geognostica

CPT U (piezo cone penetration test)

N. 1

Rapporto di Prova N. 20.0597/RSP

Committente : Archsystem

Località : Budrio (BO)

Cantiere: via Rabuina

Attrezzatura: Punta Pagani Mod. MKJ387 - Penetrometro da 200 kN

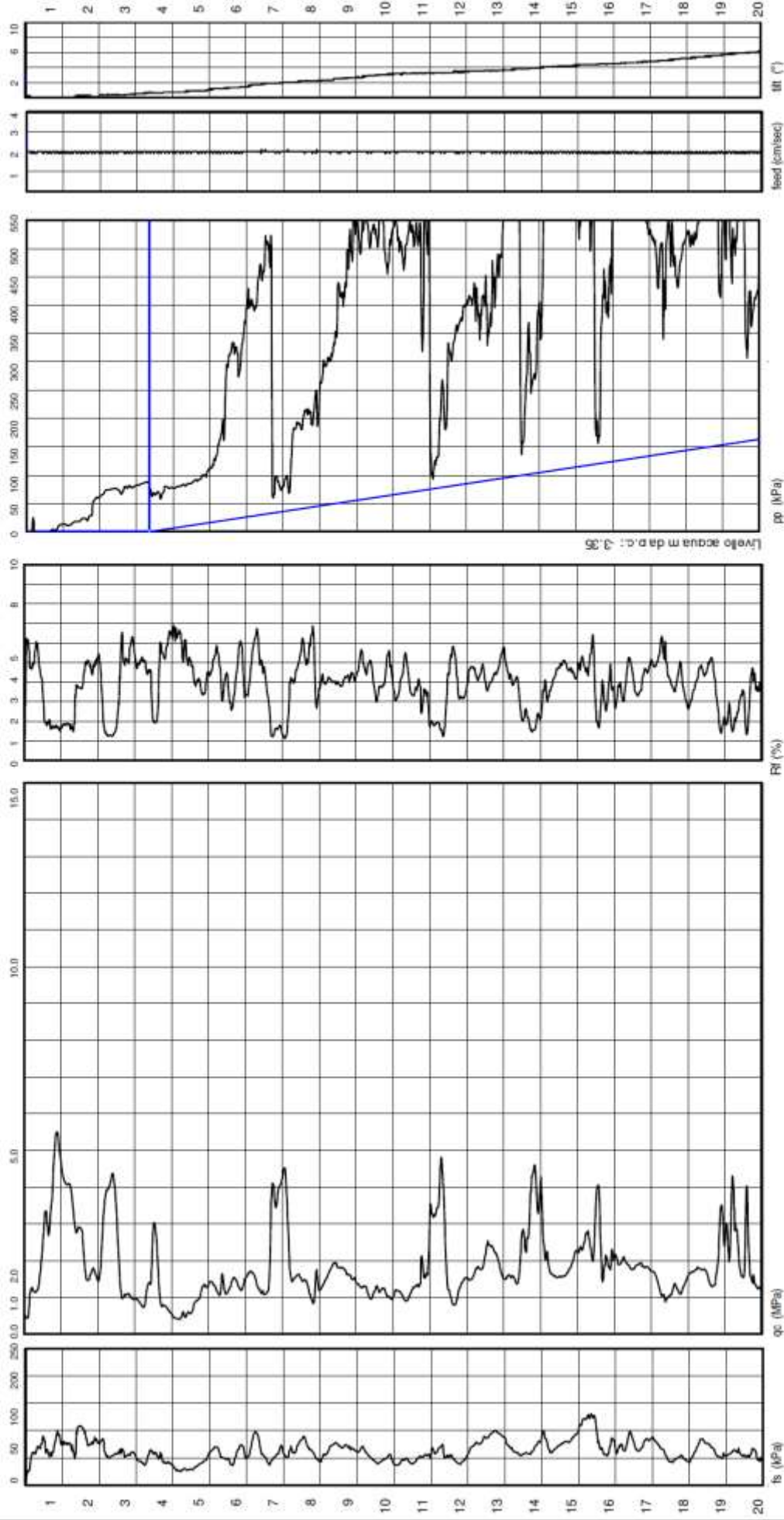
Note: ---

Quota : --

Preforo : 0.00 m

Data Prova : 25/11/2020

Codice Lavoro : 2020.113



Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_005	ASTM D5578-12	20.0597/RSP	0	25/11/2020	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

CPTU (piezo cone penetration test)

N. 2

Rapporto di Prova N. 20.0598/RSP

Committente : Archsystem

Località : Budrio (BO)

Indagini Geognostiche

Cantiere: via Rabuina

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

Attrezzatura: Punta Pagani Mod. MKJ386 - Penetrometro da 200 kN

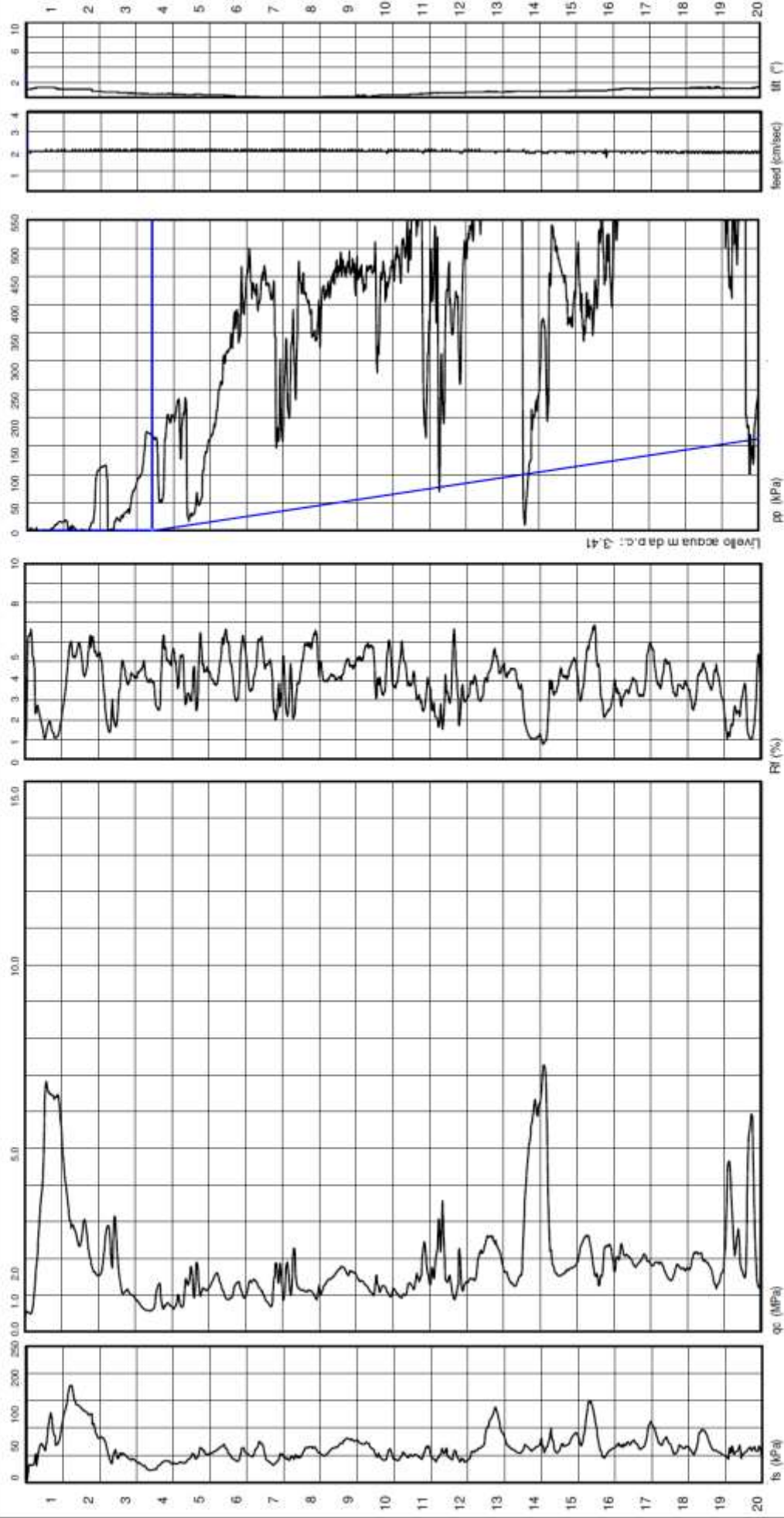
Note: ---

Quota : --

Preforo : 0.00 m

Data Prova : 25/11/2020

Codice Lavoro : 2020.113



Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Spennatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_005	ASTM D5578-12	20.0598/RSP	0	25/11/2020	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

CPTU (piezo cone penetration test)

N. 3

Rapporto di Prova N. 20.0599/RSP

Quota : --

Preforo : 0.00 m

Data Prova : 25/11/2020

Codice Lavoro : 2020.113

Committente : Archsystem

Località : Budrio (BO)

Attrezzatura : Punta Pagani Mod. MKJ387 - Penetrometro da 200 kN

Note : ---

Cantiere : via Rabuina

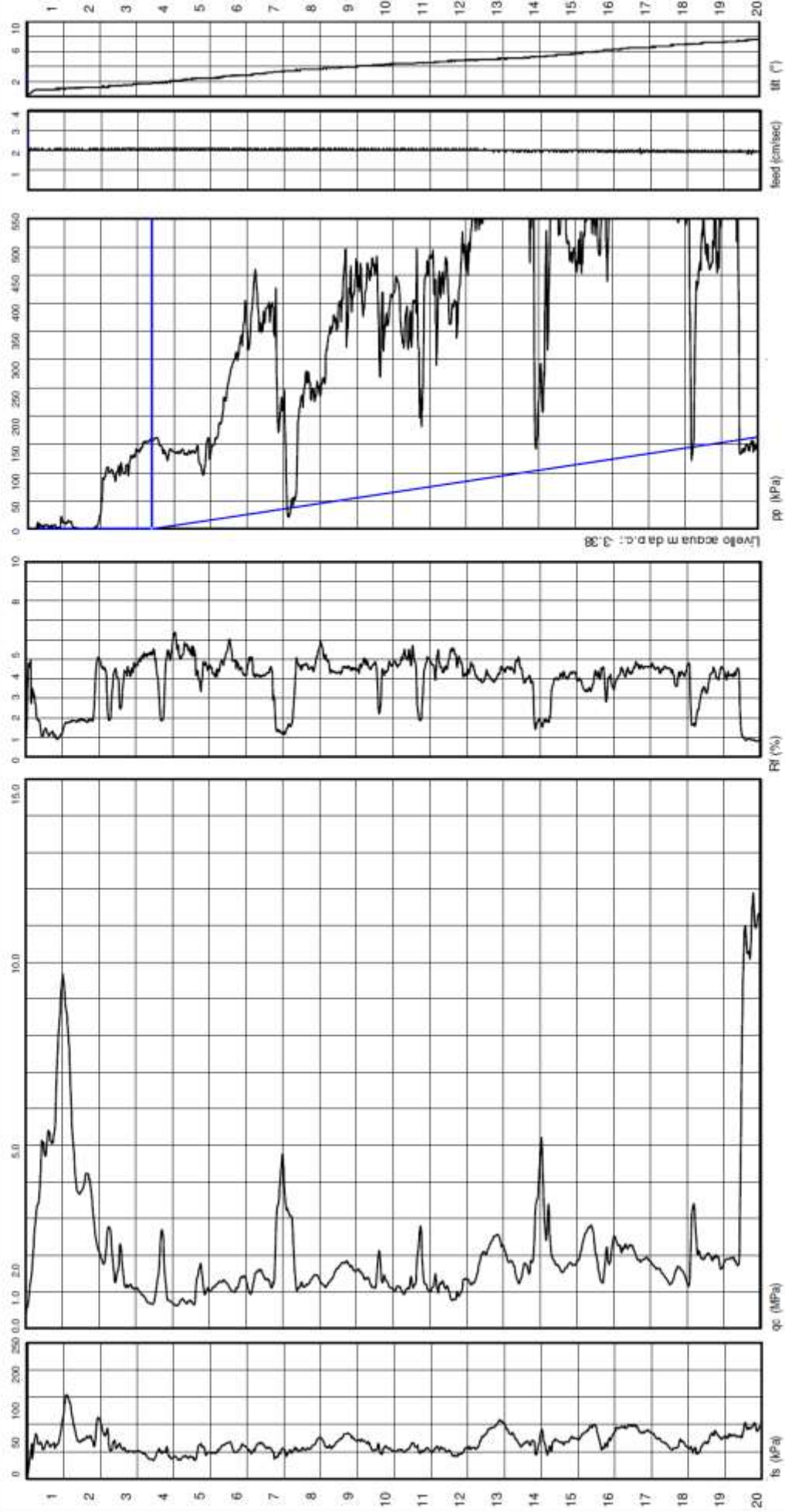
GEO-PROBE

S.r.l.

Indagini Geognostiche

40033 Casalecchio di Reno (BO)

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072



Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_005	ASTM D5578-12	20.0599/RSP	0	25/11/2020	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

CPTU (piezo cone penetration test)

N. 4

Rapporto di Prova N. 20.0600/RSP

Committente : Archsystem

Località : Budrio (BO)

Cantiere: via Rabuina

Quota : --

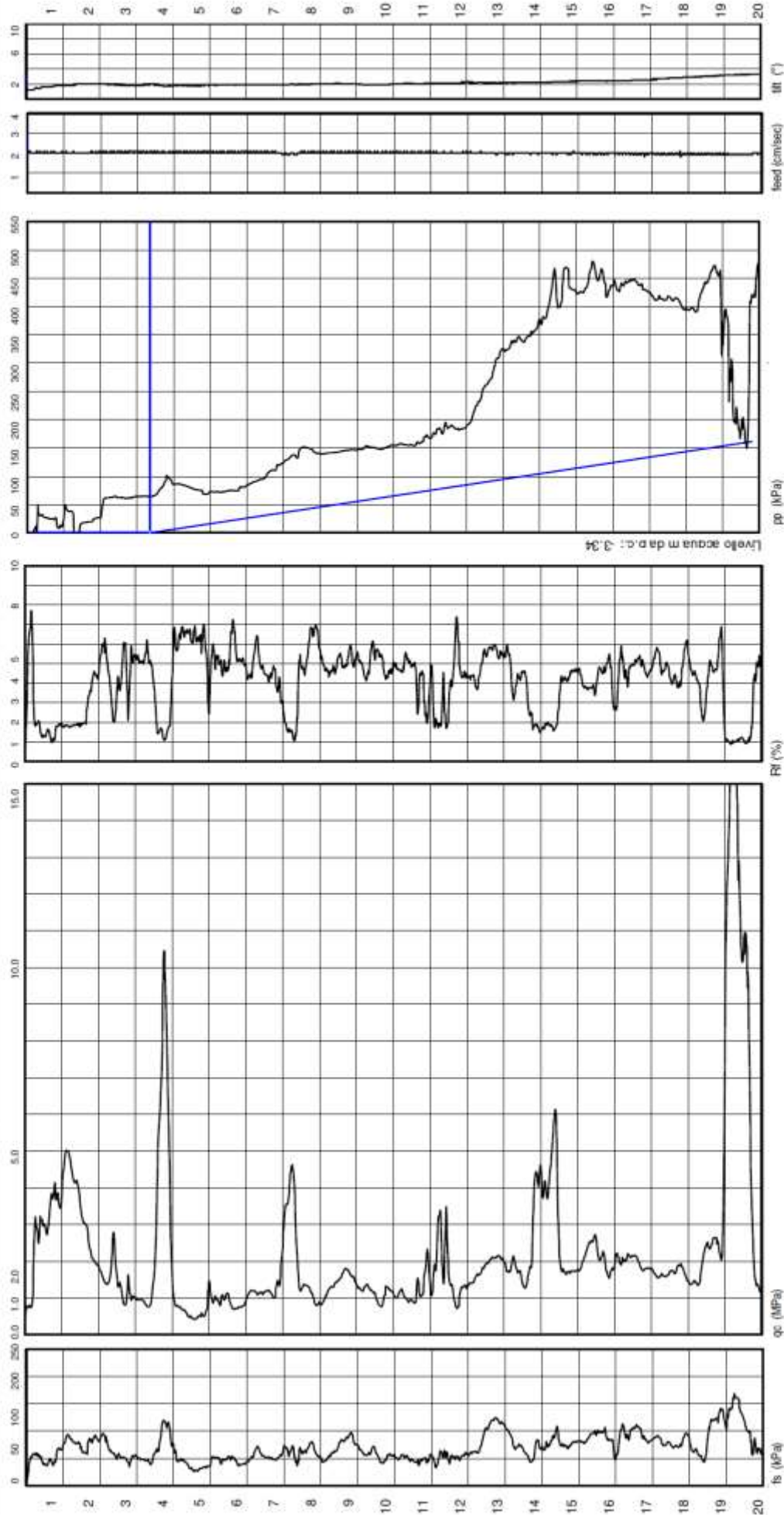
Preforo : 0.00 m

Attrezzatura: Punta Pagani Mod. MKJ386 - Penetrometro da 200 kN

Data Prova : 25/11/2020

Note: ---

Codice Lavoro : 2020.113



Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_005	ASTM D5578-12	20.0600/RSP	0	25/11/2020	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE s.r.l. Indagini Geognostiche 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO) Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072	Committente: Archsystem	Quota: --	Rap. Pr. N°20.0601/RSP		
	Località: Budrio (BO)	Profondità: 4.00 m	Codice Lavoro2020.113		
	Cantiere: via Rabuina	Data Inizio: 25/11/2020	SONDAGGIO	FOGLIO	
	Perforazione: Trivellazione a secco d 120 mm	Data Fine: 25/11/2020			
	Attrezzatura: Unimog U400L	Il geologo: Dr. Conti	1	1/1	
Procedura di Prova --	Rapporto di Prova N° 20.0601/RSP	Rev. 0	Data di emissione 25/11/2020	Lo Sperimentatore Dr. Conti	Il Direttore di Laboratorio Dr. L. Conti

Profondità [m]	Scala 1:50	Stratigrafia	Descrizione stratigrafica	Campioni	Falda	Piezometro Norton
-0.20			Terreno agrario.			
-0.40			Limo sabbioso di colore beige; terreno a consistenza plastica ed umidità media.			
			Sabbia fine di colore giallastro; terreno ad addensamento medio ed umidità scarsa.			
-0.95	1		Limo argilloso di colore beige; terreno a consistenza da plastico dura a plastica ed umidità media.			
	2					
-2.60	3		Limo argilloso debolmente sabbioso; terreno a consistenza plastico tenera ed umidità da medio elevata alla totale saturazione idrica.			
	4				3.30	
-4.00						
	5					
	6					
	7					
	8					
	9					
	10					
	11					
	12					
	13					
	14					
	15					

Indagine sismica MASW



Studio Tecnico Associato di Consulenze di Geologia e Ambiente del Dott. Geol. F. Barbieri e del Dott. Geol. M. Ropa

Via E. Fermi n° 11/A – 40017 SAN GIOVANNI IN PERSICETO (BO) Tel. +39 051 6871113 FAX +39 051 6874328

C.F. e Partita IVA 04112290376

Email: cgastudio@cgastudio.eu

Committente:	Geoprobe S.r.l.
Prova:	MASW 24 ch
Località:	Via Albareda - Budrio (BO)
Data:	05-set-19
Certificato:	A1390GF680 L1 MASW



SOMMARIO

SOMMARIO	2
INTRODUZIONE	3
METODOLOGIA D'INDAGINE	4
INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA MASW	4
MODALITÀ ESECUTIVE	4
ELABORAZIONE DATI	6
SISMICA CON METODOLOGIA MASW	6
<i>Analisi delle immagini di dispersione</i>	<i>6</i>
<i>Interpretazione</i>	<i>6</i>
Densità Dinamica:	7
Modulo di taglio:	7
Modulo di Young:	7
PRESENTAZIONE DEI RISULTATI	8
PROPRIETÀ GEOFISICHE DEI TERRENI	9
APPENDICE 1	10



INTRODUZIONE

Su incarico di Geoprobe S.r.l. è stato redatto questo rapporto di prova relativo all'esecuzione di una prova sismica MASW a uno shot in Via Albareda - Budrio (BO).

L'ubicazione della zona di indagine è rappresentata in figura n° 1.

Lo studio ha seguito il seguente sviluppo:

- esecuzione di n° 1 prova sismica a shot singolo con metodo MASW;
- elaborazione dei dati raccolti.



METODOLOGIA D'INDAGINE

INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA MASW

Il metodo MASW (*Multichannel Acquisition Surf Wave*) ha come obiettivo quello di ricostruire il profilo sismostratigrafico di un sito, valutando in particolare la distribuzione della velocità delle onde "S" sia per la ricostruzione del profilo del sottosuolo che per la definizione *in situ* della V_{s30} .

Al fine di migliorare il rapporto segnale disturbo per ogni punto di offset vengo eseguiti, in modalità iterativa, tre shots.

Il metodo MASW prevede la costruzione di una curva di dispersione per le onde di superficie, attraverso l'elaborazione di un'immagine di dispersione derivata dall'analisi della propagazione delle onde di Rayleigh e, quando necessario, delle onde di Love.

La tecnica di prospezione MASW utilizza quindi un'immagine rappresentativa delle frequenze delle onde superficiali, espressa in funzione della velocità di fase delle stesse. Nell'immagine di dispersione (*Over Tone Image*) viene inoltre enfatizzata cromaticamente l'ampiezza delle vibrazioni evidenziando così le aree corrispondenti al miglior rapporto segnale/disturbo.

Una volta individuata la sequenza di frequenze e velocità di fase corrispondenti alla più probabile distribuzione della dispersione nel sottosuolo esaminato (analisi della curva di dispersione) si procede alla ricostruzione delle stratigrafia rappresentativa della distribuzione delle velocità delle onde S tramite l'utilizzo di un algoritmo di inversione.

La tecnica di prospezione MASW può essere così schematizzata:

- acquisizione delle onde superficiali;
- costruzione delle curve di dispersione (grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza);
- inversione delle curve di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s .

MODALITÀ ESECUTIVE

Le indagini MASW vengono eseguite disponendo sul terreno almeno 24 sensori (geofoni), posti ad intervallo costante, collegati ad un sismografo mediante un cavo multipolare.

Dopo l'allestimento del dispositivo di ricezione si provvede a generare artificialmente vibrazioni impulsive ad alta frequenza in corrispondenza di un punto prestabilito lungo il profilo (*punto di scoppio*): nello stesso istante di partenza della vibrazione viene trasmesso al sismografo il comando di avvio della registrazione (*trigger*). Da questo istante inizia l'acquisizione digitale, con intervallo di campionamento pari a 0.25 ms e tempo di registrazione pari ad almeno 1 secondo.

Ogni scoppio ed ogni registrazione per ogni distanza di offset se necessario vengono ripetuti tre volte.



Lo strumento utilizzato è il sismografo digitale X610S-S di produzione M.A.E. s.r.l. ad acquisizione digitale con dinamica a 24 bit.

Gli impulsi sismici sono stati generati con l'utilizzo di una massa battente da 10.0 Kg.

Nel caso specifico la geometria dell'array di indagine è riassunta nella seguente tabella:

MASW	n° geofoni	Spacing [m]	Offset [m]	Lunghezza array [m]
L1	24	1.00	7.00	30.00

Tabella n° 1 - Array dello stendimento MASW.

Le caratteristiche del sismografo e dei geofoni utilizzati sono di seguito sinteticamente riassunte:

SISMOGRAFO M.A.E. X610-S

Convertitori: risoluzione 24 bit, tecnologia sigma-delta
Range dinamico: 144 dB (teorico)
Numero di campioni per evento: impostabile da 1024 a 21800 con incrementi di 512
Interfacce disponibili: LAN, USB, VGA
Auto-calibrazione interna dei convertitori prima di ogni acquisizione
Intervallo di campionamento: 1/30, 1/15, 1/7.5, 1/3.75, 0.5, 1.0, 2.0, 10.0, 20.0 ms
Archiviazione dati: in memoria FLASH interna (fino a 3GB disponibili) e/o su USB pen-drive rimovibile
Alimentazione: 12V DC con assorbimento medio di 1.5A
Display: LCD 12.2" con touch-screen integrato optical bonding
Dimensioni e peso: 46x32,7x17 cm, 8 Kg (cavi e sensori esclusi)
Condizioni ambientali: -20/80°C

Tabella n° 2 - Tabella delle caratteristiche del sismografo utilizzato.

GEOFONI GEOSPACE GS-11D

Natural Frequency	4.5 ± 0.75 Hz
Coil Resistance @ 25°C ± 5%	380 Ohms
Intrinsic Voltage Sensitivity with 380 Ohm Coil ± 10%	0.32 V/cm/s
Normalized Transduction Constant (V/m/sec)	0.42 (sq.root of R _c)
Open Circuit Damping	0.34 ± 20%
Damping Constant with 380 Ohm Coil	762
Optional Coil Resistances ± 5%	56.16 Ohms
Moving Mass ± 5%	23.6 g
Typical Case to Coil Motion P-P	0.18 cm
Harmonic Distortion with Driving Velocity of 0.7 in/sec (1.8 cm/sec) P-P	N/S
Dimensioni	
Height (less terminals*)	3.35 cm
Diameter	3.18 cm
Weight	111 g

* terminal height is 0.3429 cm

Tabella n° 3 - Tabella delle caratteristiche dei geofoni utilizzati.



ELABORAZIONE DATI

SISMICA CON METODOLOGIA MASW

ANALISI DELLE IMMAGINI DI DISPERSIONE

Le immagini di dispersione rappresentano, in forma grafica, lo spettro di dispersione delle onde di Rayleigh che si propagano nel sottosuolo dell'area indagata.

Le immagini illustrano la dispersione vera e propria intesa come variazione della velocità di fase in funzione delle frequenze dello spettro. Evidenziano inoltre l'ampiezza delle vibrazioni (energia associata) utilizzando variazioni di toni di colori.

L'obiettivo dell'analisi dell'immagine di dispersione è l'individuazione del "tono fondamentale" della vibrazione (fundamental mode), distinguendolo da tutti gli ipertoni associati (higher tone) e dai rumori di fondo (noise).

L'individuazione del "tono fondamentale" permette di giungere alla principale chiave di lettura della prospezione cioè all'individuazione della "curva di dispersione" e quindi, tramite inversione, alla ricostruzione della sequenza sismostratigrafica del sito indagato.

INTERPRETAZIONE

Il profilo delle V_s è determinato sulla base di un algoritmo iterativo di inversione che utilizza i dati ottenuti dallo studio della curva di dispersione. L'interpretazione è stata effettuata per entrambi i metodi di filtrazione adottati.

L'algoritmo si basa sulle seguenti considerazioni:

- la frequenza è direttamente legata alla profondità di indagine (basse frequenze alte profondità);
- la velocità di fase dipende essenzialmente dalle proprietà elastiche dei materiali interessati dal propagarsi della perturbazione.

L'algoritmo di inversione tiene inoltre conto della necessità di soddisfare la seguente relazione:

$$z_f = a \lambda_f$$

dove:

z_f = profondità di propagazione della frequenza f ;

a = coefficiente adimensionale;

λ_f = lunghezza d'onda corrispondente alla frequenza f .

Le iterazioni necessarie per l'elaborazione in precedenza descritta avvengono tramite l'utilizzo di un programma di calcolo specifico (*Surfseis 6.7* del *Kansas Geological Survey*).



In Appendice 1 sono riportati sia i sismogrammi che le immagini di dispersione (*Over Tone Image*) relative alla somma di ogni shot effettuato, con relative curve di dispersione.

Per quanto concerne il calcolo dei parametri elastici sono state utilizzate le seguenti formule:

Densità Dinamica:

$$\gamma = 0.51V_p^{0.19}$$

Dove:

γ = densità del mezzo attraversato;

V_p = velocità onde di compressione;

Modulo di taglio:

$$G = \rho V_s^2$$

Dove:

ρ = massa volumica (γ/g);

γ = densità del mezzo attraversato;

g = accelerazione di gravità;

V_s = velocità onde di taglio;

Modulo di Young:

$$E = 2G(1 + \nu)$$

Dove:

G = modulo di taglio;

ν = Coefficiente di Poisson.



PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

I certificati delle indagini sismiche MASW eseguite sono riportate in appendice 1.

La stratigrafia sismica delle singole prove è riportata nelle seguenti tabelle:

Strato	Spessore medio (m)	Vs (m/s)
1	0.97	103.25
2	1.22	134.52
3	1.52	83.55
4	1.90	157.65
5	2.37	236.21
6	2.97	157.22
7	3.71	226.58
8	4.64	284.29
9	5.79	286.21
10	6.27	361.92

Tabella n° 4 – Stratigrafia da prova sismica e velocità di propagazione dell'onda sismica Linea L1

Utilizzando le metodologie e le formule di cui al paragrafo relativo alla metodologia MASW e seguendo le prescrizioni del D.M. 17.01.2018 la determinazione della V_{seq} è stata ottenuta utilizzando la formula:

$$V_{seq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

dove:

h_i = spessore dello strato i esimo;

$V_{s,i}$ = Velocità onde di taglio dello strato i esimo;

N = numero degli strati;

H = profondità del substrato ($H = 30$ m nel caso di substrato a profondità maggiore di 30 m)

La V_{seq} , senza specifiche indicazioni dei progettisti, è calcolata per ogni shot di ogni linea sismica MASW eseguita a partire dal piano di campagna.

Veq [m/s]	208.21
-----------	--------

Tabella n° 5 – Valore calcolato di V_{seq} Linea L1



PROPRIETÀ GEOFISICHE DEI TERRENI

In Appendice 1 sono rappresentate graficamente le colonne sismostratigrafiche relative ai parametri geofisici, di seguito riassunti in forma tabellare:

Profondità	Vp (m/s)	Vs (m/s)	γ_{din} (kN/m ³)	E (Mpa)	G0 (Mpa)
0.00	252.91	103.25	14.31	43.56	15.56
0.97	252.91	103.25	14.31	43.56	15.56
2.19	329.51	134.52	15.05	77.75	27.77
3.71	204.66	83.55	13.75	27.40	9.79
5.60	386.17	157.65	15.51	110.06	39.31
7.98	578.58	236.21	16.75	266.78	95.28
10.94	385.12	157.22	15.50	109.40	39.07
14.65	555.00	226.58	16.62	243.54	86.98
19.29	696.38	284.29	17.35	400.32	142.97
25.08	701.06	286.21	17.37	406.24	145.08
31.35	886.52	361.92	18.16	679.23	242.58

Tabella n° 7 – Parametri geofisici

San Giovanni in Persiceto, 09/09/2019

I Geologi :

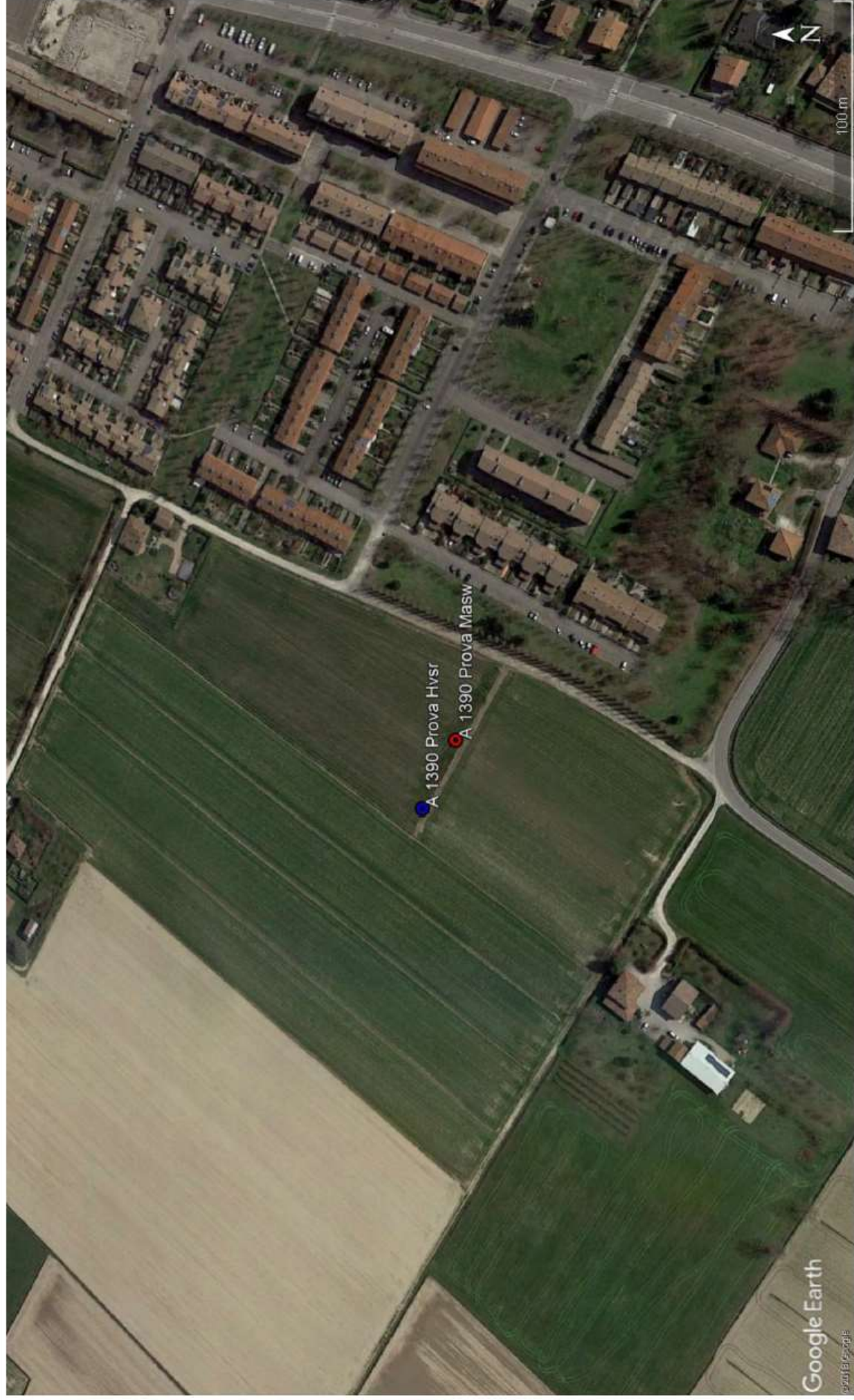




APPENDICE 1

Figure ed elaborati grafici

UBICAZIONE PROVA A1390GF680 L1 MASW





COMMITTENTE: Geoprobe S.r.l.

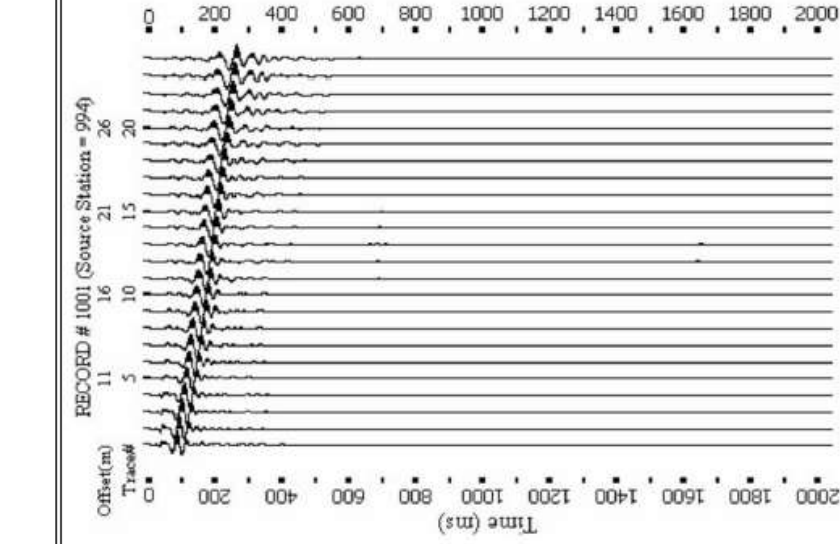
CANTIERE: Via Albareda - Budrio (BO)

PROVA: MASW a 1 Shot

CONSULENZA GEOFISICA: Studio Tec. Ass. CGA

DATA DI ESECUZIONE: 05/09/2019

CERTIFICATO N°: A1390GF680 L1 MASW



Sismogrammi A1390GF680 L1 MASW

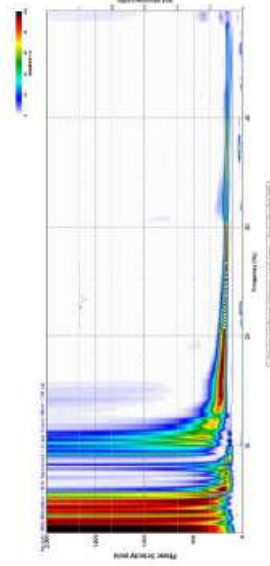
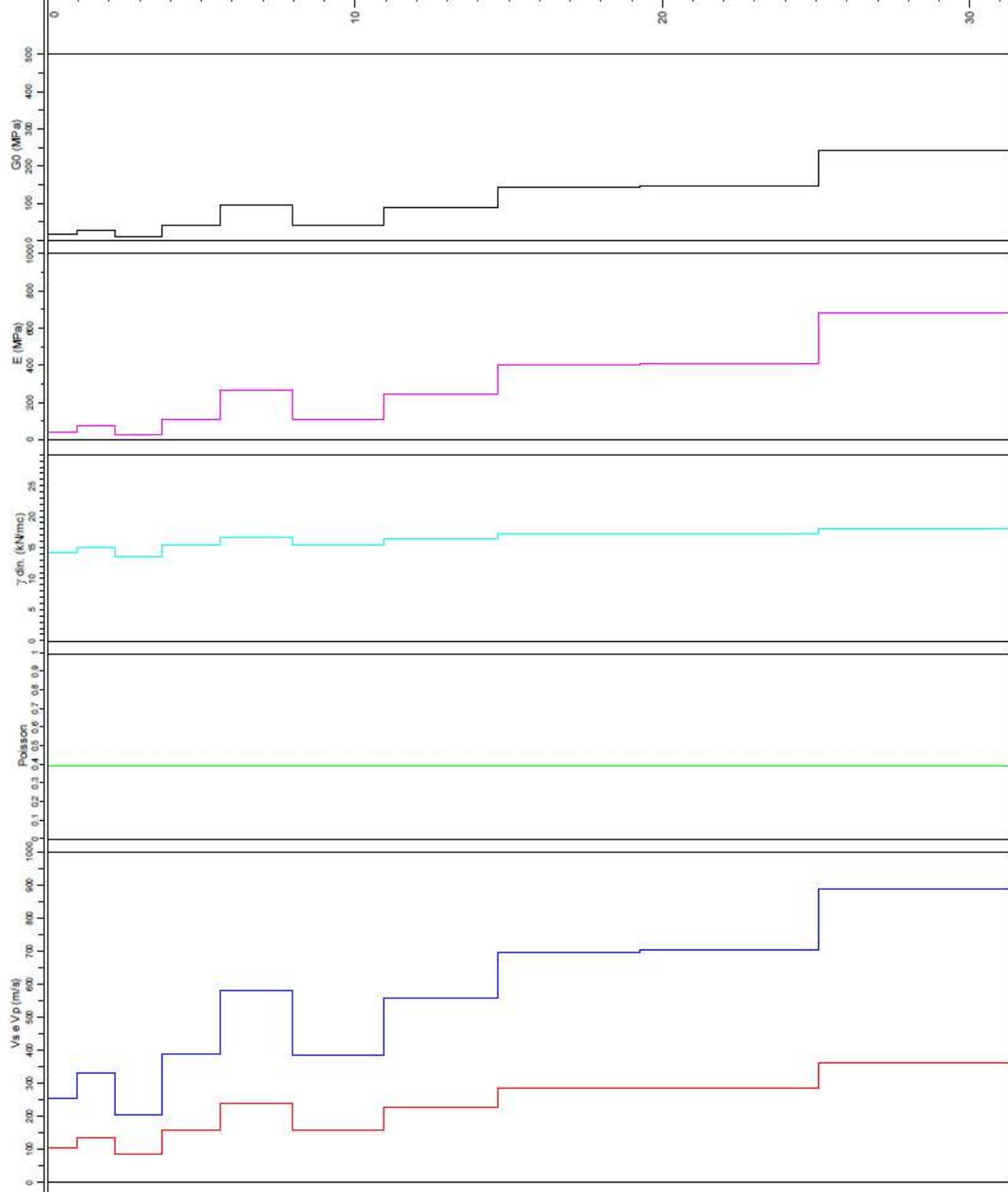


Immagine di dispersione A1390GF680 L1 MASW





COMMITTENTE: Geoprobe S.r.l.
CANTIERE: Via Albareda - Budrio (BO)
PROVA: MASW a 1 Shot
DATA DI ESECUZIONE: 05/09/2019

REPERTORIO FOTOGRAFICO



Indagine sismica HVSR



Studio Tecnico Associato di Consulenze di Geologia e Ambiente del Dott. Geol. F. Barbieri e del Dott. Geol. M. Ropa

Via E. Fermi n° 11/A – 40017 SAN GIOVANNI IN PERSICETO (BO) Tel. +39 051 6871113 FAX +39 051 6874328

C.F. e Partita IVA 04112290376

Email: cgastudio@cgastudio.eu

Committente:	Geoprobe S.r.l.
Prova:	HVSR A1
Località:	Budrio (BO)
Data:	05-set-19
Certificato:	A1390GF680HVSRA1



SOMMARIO

SOMMARIO	2
INTRODUZIONE	3
INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA HVSR.....	4
ELABORAZIONE DATI	4
INTERPRETAZIONE.....	5
Verifiche SESAME	5
Sismostratigrafia.....	5
Frequenza caratteristica di sito f_0	5
Ampiezza del picco H/V.....	6
Calcolo $V_{s\ eq}$	6
APPENDICE 1	7



INTRODUZIONE

Su incarico di Geoprobe S.r.l. è stato redatto questo rapporto di prova relativo all'esecuzione di una prova, eseguita a Budrio (BO).

.

Lo studio ha seguito il seguente sviluppo:

- esecuzione di n° 1 prova sismica HVSR;
- elaborazione dei dati raccolti.

L'ubicazione delle indagini è rappresentata in figura n° 1.



INDAGINE SISMICA CON METODOLOGIA HVSR

Il metodo HVSR (Nogoshi e Igarashi 1971; Nakamura 1989) si basa sulla stima del rapporto tra lo spettro di ampiezza delle componenti orizzontali (H) e verticali (V) dei microtermori sismici ambientali registrati contemporaneamente e da una singola stazione.

La registrazione dei microtremori viene effettuato utilizzando un sensore a tre componenti (orientati sugli assi z, x e y di una terna cartesiana con l'asse delle ordinate posto in coincidenza con il Nord del campo magnetico terrestre) con **frequenza naturale** pari a **2 Hz**.

La stazione registrante è un **sismografo a 24 bit reali** di fabbricazione **MAE**, modello **A6000S**.

I tempi di acquisizione sono funzione delle frequenze fondamentali che si intendono campionare, nel caso specifico il campionamento viene eseguito con target frequenze nel range $0.2 < f_0 < 20$ Hz tempo di registrazione pari a 40' con frequenza di campionamento di 200 Hz.

ELABORAZIONE DATI

Il calcolo del rapporto H/V si sviluppa secondo i seguenti step:

1. Scomposizione dei segnali in finestre temporali, nel caso specifico di almeno 20 s ognuna;
2. Scelta delle finestre nelle quali il segnale registrato risulta maggiormente stazionario (almeno 15);
3. Calcolo e smussamento dello spettro di ampiezza ricavato tramite la trasformata di Fourier per ognuna delle finestre selezionate;
4. Calcolo del rapporto H/V per ogni finestra;
5. Calcolo della media dei rapporti H/V delle singole finestre e costruzione della curva H/V definitiva.

Il picco a più elevato rapporto H/V e a frequenza più bassa, individuato sulla curva definitiva, è rappresentativo del salto di impedenza sismica tra la copertura e il bed rock sismico locale.

La frequenza corrispondente a tale picco è la frequenza fondamentale del sito (f_0), dalla quale conoscendo il comportamento sismico della copertura e utilizzando la semplice regola matematica del IV d'onda è possibile stimare la profondità del bed rock sismico locale.



INTERPRETAZIONE

I certificati delle indagini sismiche HVSR eseguite sono riportati in appendice 1.

Verifiche SESAME

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

Tabella n° 1 – Verifiche SESAME

Sismostratigrafia

La stratigrafia sismica della prova HVSR è riportata nella seguente tabella:

Strato	Profondità (m)	Spessore (m)	Vs (m/s)
1	10.94	10.94	141.00
2	31.35	20.41	220.00
3	91.00	59.65	350.00
4	BEDROCK	-	808.00

Tabella n° 2 – Dati della sismostratigrafia

Frequenza caratteristica di sito f_0

Frequenza f_0 [Hz]
1.06

Tabella n° 3 – Frequenza caratteristica di sito f_0



Ampiezza del picco H/V

Ampiezza del picco [H/V]
2.31

Tabella n° 4 – Ampiezza del picco H/V

Calcolo $V_{s\ eq}$

La $V_{s\ eq}$, senza specifiche indicazioni dei progettisti, è calcolata a partire dal piano di campagna.

V_{eq} [m/s]	182.68
----------------	--------

Tabella n° 5 – Valore calcolato di $V_{s\ eq}$

San Giovanni in Persiceto, 09/09/2019

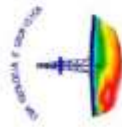
I Geologi :





APPENDICE 1

Figure ed elaborati grafici



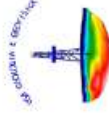
COMMITTENTE: Geoprobe S.r.l.

CANTIERE: Via Albareda - Budrio (BO)

CONSULENZA GEOFISICA: Studio Tec. Ass. CGA

UBICAZIONE PROVA A 1390GF680 L1 MASW

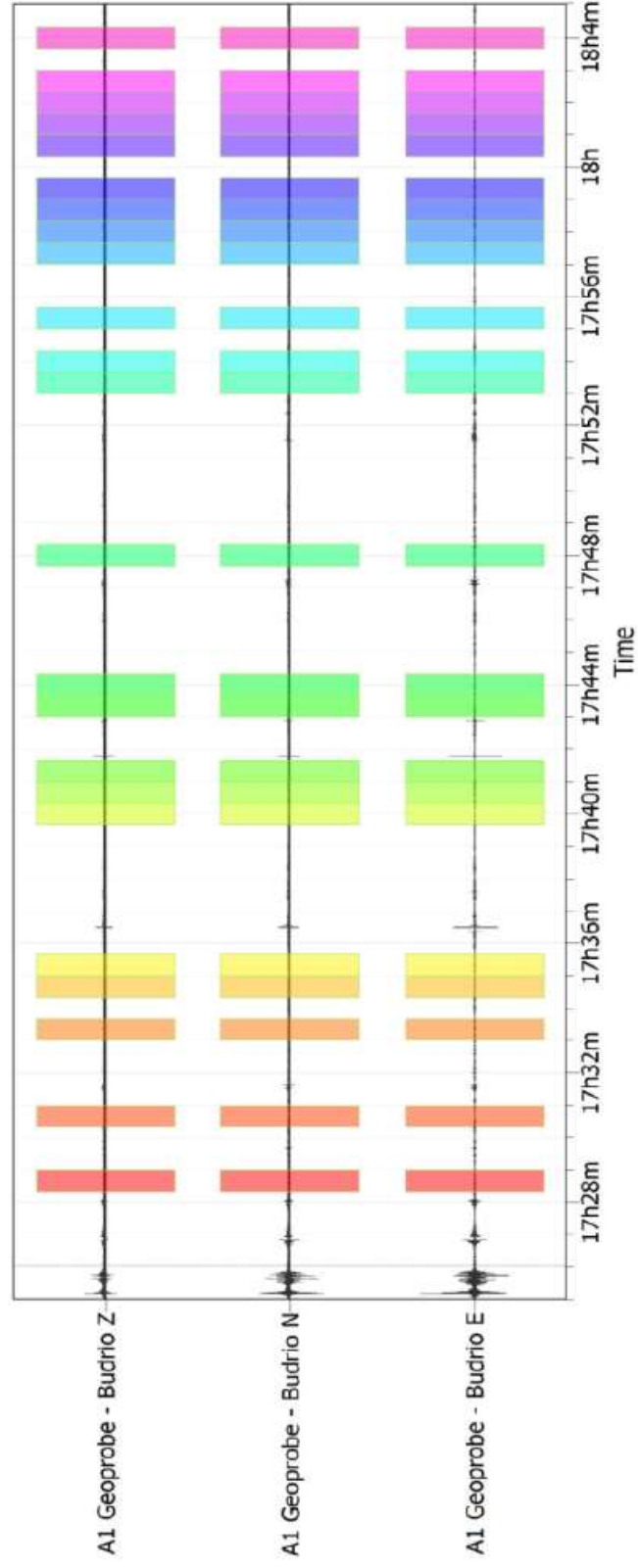
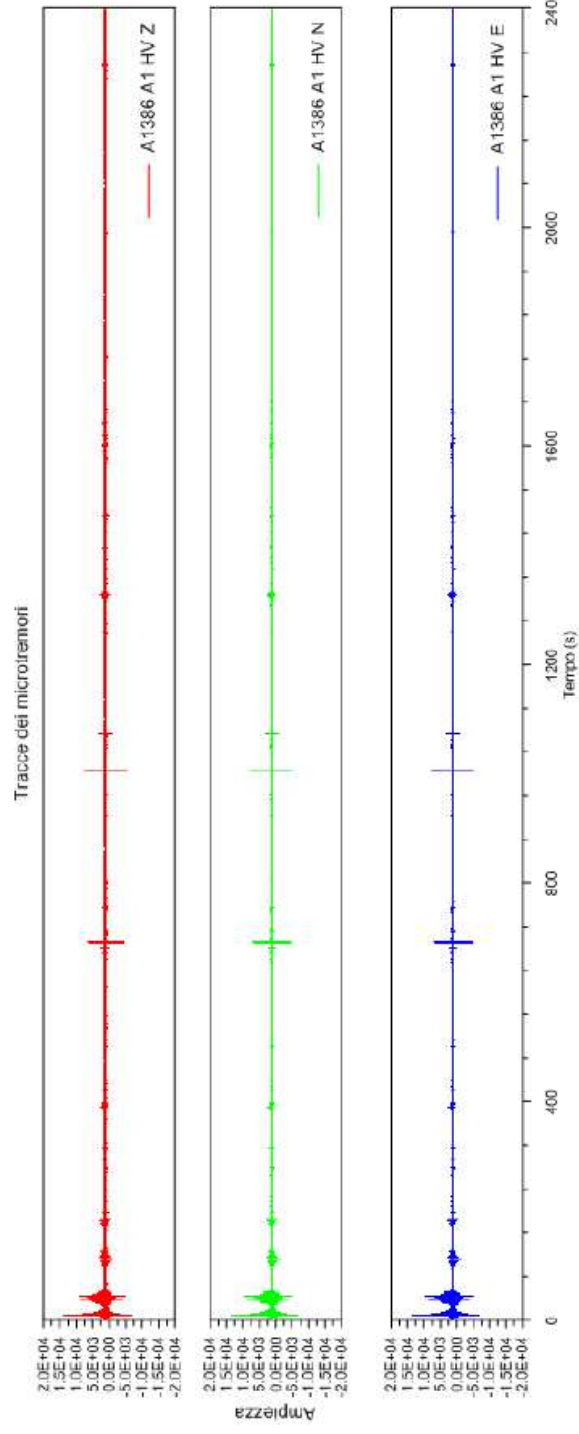


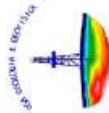


Committente: Geoprobe S.r.l.

Prova: HVSR A1 Località: Budrio (BO) Data: Thursday, September 05, 2019

Segnale acquisito e "finestre" utilizzate nei calcoli

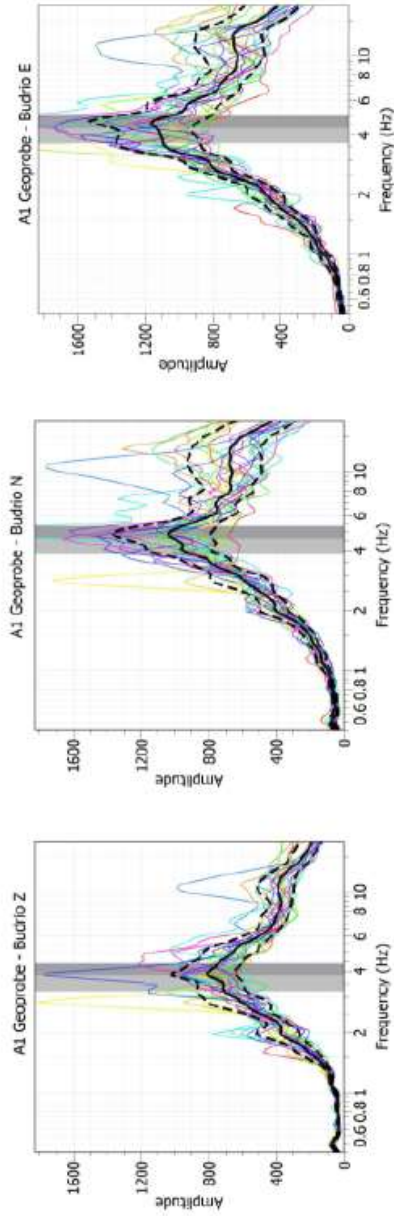




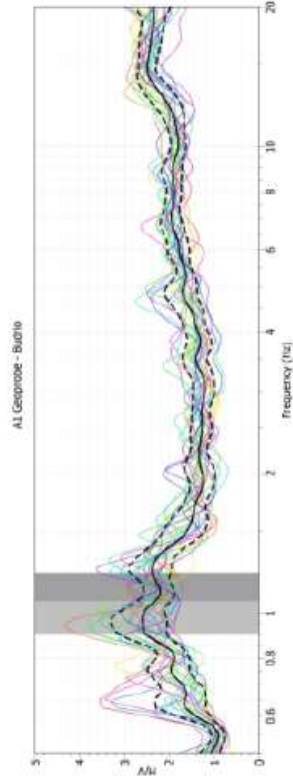
Committente: Geoprobe S.r.l.

Prova: HVSRA1 Località: Budrio (BO) Data: Thursday, September 05, 2019

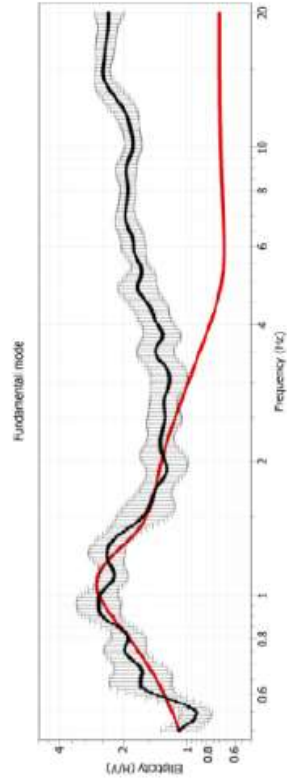
Analisi del segnale



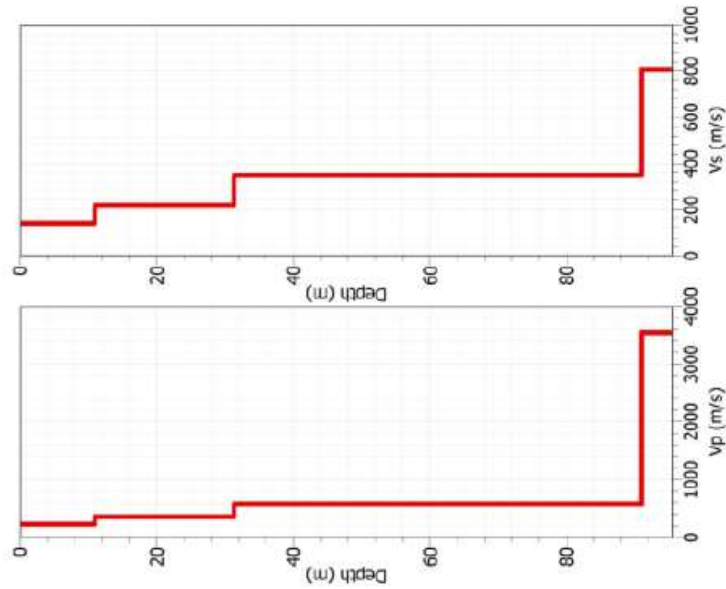
Spettri frequenza/amplitude per canale di acquisizione



Curva HVSRA



Interpretazione

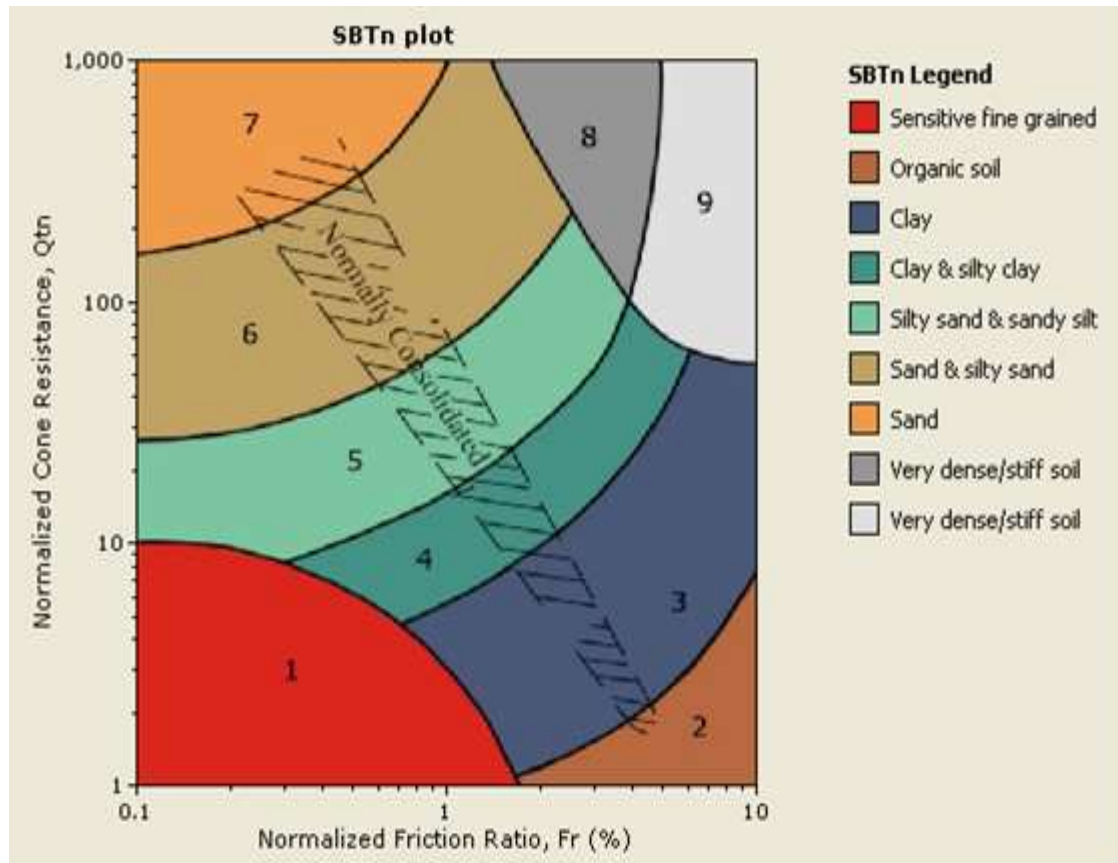


Interpretazione sismostratigrafica

Classificazione orientativa dei terreni *(Robertson, 1990)*

CLASSIFICAZIONE ORIENTATIVA DEI TERRENI IN BASE AI DATI PENETROMETRICI STATICI Q_{tn} e R_f

(Robertson, 1990)



2020.072-1/RG

Geo-Probe S.r.l.

Indagini Geognostiche

40033 Casalecchio di Reno (BO)

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

Project: Archsystem**Location: Budrio (BO) - via Rabuina****CPTU: 1 20.0597/RSP**

Total depth: 20.00 m, Date: 25/11/2020

Cone Type: MKJ387

Cone Operator: Dr. Conti

Depth (m)	Elevation: 0.00 (m)	Description	qt (MPa)	Ksbt (m/s)	N60	Es (MPa)	Dr	Phi (°)	M (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	Su ratio	OCR	Gamma (kN/m³)
0														
0.5		0.01 Very dense/stiff soil	1.1	1.32E-6	3.6	-	-	-	14.8	18.9	79.1	8.9	41.0	17.4
1		0.47 Silty sand & sandy silt	2.9	4.47E-6	8.3	29.2	59.9	40.8	53.4	36.4	-	-	-	18.2
1.5		0.72 Sand & silty sand	4.8	1.06E-5	12.4	40.2	64.3	40.8	80.3	50.3	-	-	-	18.6
2		1.01 Silty sand & sandy silt	3.9	4.55E-6	11.0	38.6	54.6	39.5	72.6	48.4	-	-	-	18.4
2.5		1.41 Clay & silty clay	2.0	2.00E-7	7.8	-	-	-	28.0	45.5	141.9	3.7	17.3	18.4
3		2.13 Silty sand & sandy silt	3.8	2.92E-6	11.2	41.0	43.9	37.2	73.2	51.4	-	-	-	18.1
3.5		2.54 Clay	1.2	3.59E-8	5.5	-	-	-	16.1	38.6	79.8	1.6	7.2	17.7
4		3.25 Clay	1.1	2.52E-8	5.5	-	-	-	14.7	37.8	74.3	1.3	5.8	17.5
4.5		3.82 Silty sand & sandy silt	2.5	3.30E-7	9.2	42.0	33.9	36.5	34.6	50.4	-	-	-	17.9
5		3.85 Clay	0.7	2.51E-9	3.9	-	-	-	5.8	30.8	42.6	0.6	3.0	16.9
5.5		4.78 Clay	1.3	1.23E-8	6.4	-	-	-	16.9	44.6	86.5	1.2	5.4	17.7
6		5.54 Clay	1.4	1.63E-8	6.8	-	-	-	18.4	46.9	93.9	1.2	5.5	17.7
6.5		5.98 Clay	1.7	1.65E-8	8.1	-	-	-	21.9	55.1	111.7	1.4	6.3	18.1
7		6.31 Clay	1.4	1.86E-8	6.6	-	-	-	16.7	47.0	85.8	1.0	4.7	17.7
7.5		6.68 Silty sand & sandy silt	3.9	8.85E-7	13.0	51.1	34.6	35.6	52.9	64.0	-	-	-	18.1
8		7.16 Clay	1.6	1.53E-8	8.1	-	-	-	21.2	56.8	108.2	1.2	5.5	18.1
8.5		7.60 Clay	1.2	3.81E-9	6.9	-	-	-	12.8	50.6	77.4	0.8	3.8	17.8
9		7.81 Clay	1.5	9.62E-9	7.4	-	-	-	17.4	50.7	94.4	1.0	4.5	17.7
9.5		8.25 Clay	1.8	1.21E-8	8.7	-	-	-	23.0	59.9	117.6	1.2	5.3	18.1
10		9.00 Clay	1.3	4.11E-9	7.2	-	-	-	12.3	51.0	81.9	0.8	3.5	17.6
10.5		9.79 Clay	1.1	2.47E-9	6.6	-	-	-	8.2	47.7	68.7	0.6	2.8	17.4
11		10.45 Clay	1.6	9.23E-9	8.2	-	-	-	16.3	54.3	99.0	0.8	3.9	17.6
11.5		10.97 Clay & silty clay	3.6	2.61E-7	13.3	-	-	-	47.3	72.2	218.1	1.8	8.5	18.2
12		11.42 Clay	1.2	4.41E-9	7.0	-	-	-	8.7	50.6	71.3	0.6	2.6	17.5
12.5		11.82 Clay	1.5	4.27E-9	8.5	-	-	-	13.9	58.9	95.4	0.7	3.4	17.8
13		12.18 Clay	1.9	5.14E-9	10.0	-	-	-	20.7	69.8	117.6	0.9	4.1	18.3
13.5		12.49 Clay	2.4	1.09E-8	11.7	-	-	-	29.7	79.0	151.9	1.1	5.2	18.5
14		12.88 Clay	2.0	1.63E-8	10.0	-	-	-	21.1	67.6	125.1	0.9	4.2	18.1
14.5		13.71 Clay & silty clay	4.0	1.93E-7	15.3	-	-	-	52.3	84.7	247.0	1.8	8.1	18.5
15		14.06 Clay	1.9	5.06E-9	10.4	-	-	-	18.3	72.0	117.4	0.8	3.6	18.2
15.5		14.87 Clay	2.5	6.81E-9	12.8	-	-	-	30.5	89.8	159.0	1.0	4.8	18.7
16		15.31 Clay	3.0	4.65E-8	14.0	-	-	-	37.7	90.6	196.2	1.3	5.8	18.7
16.5		15.63 Clay	2.1	6.31E-9	10.8	-	-	-	19.7	73.7	127.0	0.8	3.6	18.1
17		16.34 Clay	2.0	3.34E-9	10.9	-	-	-	16.6	77.0	119.0	0.7	3.3	18.2
17.5		16.89 Clay	1.8	1.64E-9	10.5	-	-	-	12.6	76.5	104.5	0.6	2.8	18.3
18		17.20 Clay	1.2	5.89E-10	7.9	-	-	-	4.1	59.1	60.1	0.3	1.6	17.6
18.5		17.57 Clay	1.3	1.03E-9	8.5	-	-	-	6.1	60.7	73.6	0.4	1.9	17.6
19		17.96 Clay	1.8	2.32E-9	10.4	-	-	-	12.4	73.5	106.6	0.6	2.7	18.0
19.5		18.48 Clay	1.6	1.50E-9	9.8	-	-	-	9.1	71.1	91.5	0.5	2.3	18.0
20		18.81 Clay & silty clay	3.1	4.83E-8	13.7	-	-	-	36.5	81.3	196.6	1.1	4.9	18.0
		19.26 Clay	2.5	2.59E-8	12.2	-	-	-	25.4	77.4	155.8	0.8	3.8	18.0
		19.67 Clay	1.5	9.41E-10	9.5	-	-	-	6.5	66.7	79.5	0.4	1.9	17.7

0 5 10 15 1 2 3 4
Tip resistance (MPa) Ic

2020.072-1/RG

Geo-Probe S.r.l.

Indagini Geognostiche

40033 Casalecchio di Reno (BO)

Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

CPTU: 2 20.0598/RSP

Total depth: 20.00 m, Date: 25/11/2020

Cone Type: MKJ386

Cone Operator: Dr. Conti

Project: Archsystem**Location: Budrio (BO) - via Rabuina**

Depth (m)	Elevation: 0.00 (m)	Description	qt (MPa)	Ksbt (m/s)	N60	Es (MPa)	Dr	Phi (°)	M (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	Su ratio	OCR	Gamma (kN/m³)
0.5	0.00	Very dense/stiff soil	0.7	2.80E-6	2.3	-	-	-	10.7	11.9	43.7	7.8	35.9	16.6
1	0.30	Sand & silty sand	5.3	2.12E-5	13.1	40.8	70.7	41.9	81.1	51.2	-	-	-	18.7
1.5	1.09	Very dense/stiff soil	2.9	3.38E-7	10.5	-	-	-	39.8	58.2	197.6	5.9	27.2	19.1
2	1.75	Clay	1.7	6.02E-8	7.3	-	-	-	23.5	45.8	120.0	3.0	13.9	18.4
2.5	2.14	Silty sand & sandy silt	2.5	7.13E-7	8.5	35.4	37.4	36.7	34.6	44.2	-	-	-	17.8
3	2.53	Clay	1.1	2.36E-8	5.0	-	-	-	14.4	34.6	73.7	1.4	6.5	17.4
3.5	3.12	Clay	0.6	3.30E-9	3.5	-	-	-	5.8	26.9	41.9	0.7	3.2	16.6
4	3.52	Clay	0.9	8.74E-9	4.4	-	-	-	9.2	32.9	56.0	0.9	3.9	17.0
4.5	4.34	Clay	1.3	2.03E-8	6.3	-	-	-	17.2	43.0	88.1	1.2	5.7	17.6
5	5.04	Clay	1.5	1.53E-8	7.0	-	-	-	19.1	48.0	97.6	1.3	6.0	17.9
5.5	5.36	Clay	1.1	7.15E-9	5.9	-	-	-	13.3	43.5	74.1	0.9	4.3	17.6
6	6.07	Clay	1.4	1.83E-8	6.8	-	-	-	16.4	45.9	89.6	1.0	4.7	17.5
7	7.39	Clay	1.2	3.30E-9	6.7	-	-	-	11.5	48.6	74.1	0.8	3.6	17.7
8	8.12	Clay	1.5	7.68E-9	7.7	-	-	-	18.3	53.1	96.5	1.0	4.5	17.8
8.5	8.43	Clay	1.7	8.81E-9	8.9	-	-	-	22.1	61.0	112.9	1.1	5.1	18.2
9	9.02	Clay	1.3	2.81E-9	7.6	-	-	-	13.0	55.7	83.6	0.8	3.6	17.9
9.5	9.51	Clay	1.3	5.10E-9	7.2	-	-	-	12.2	49.4	82.5	0.7	3.5	17.5
10	9.82	Clay	1.1	1.87E-9	6.6	-	-	-	7.9	48.8	67.4	0.6	2.7	17.5
10.5	10.39	Clay	1.4	5.82E-9	7.6	-	-	-	13.6	52.7	89.9	0.8	3.5	17.6
11	10.76	Clay & silty clay	2.1	4.20E-8	9.6	-	-	-	25.8	60.3	135.1	1.1	5.2	17.8
11.5	11.43	Clay	1.3	3.60E-9	7.4	-	-	-	9.9	52.3	77.9	0.6	2.9	17.5
12	11.78	Clay	1.6	7.96E-9	8.1	-	-	-	14.2	55.5	95.8	0.7	3.4	17.6
12.5	12.29	Clay	2.5	1.24E-8	12.0	-	-	-	31.1	81.1	159.0	1.2	5.5	18.6
13	12.95	Clay	1.7	8.04E-9	9.3	-	-	-	16.3	64.7	107.4	0.8	3.6	18.0
14	13.58	Silty sand & sandy silt	5.9	1.63E-6	18.5	69.6	35.0	34.9	91.4	86.9	-	-	-	18.5
14.5	14.21	Clay	1.9	7.61E-9	10.2	-	-	-	17.9	71.7	117.9	0.8	3.6	18.2
15	15.06	Clay	2.5	7.49E-9	13.0	-	-	-	30.7	90.8	159.7	1.0	4.7	18.8
16	15.41	Clay	2.1	6.78E-9	10.9	-	-	-	19.7	74.9	126.9	0.8	3.6	18.1
16.5	16.98	Clay	2.0	2.71E-9	11.1	-	-	-	16.2	80.1	119.2	0.7	3.2	18.3
17	17.36	Clay	1.6	1.53E-9	9.8	-	-	-	10.1	70.7	94.9	0.5	2.5	18.0
18	17.67	Clay	1.9	3.02E-9	10.2	-	-	-	13.6	72.5	110.9	0.6	2.9	18.0
18.5	18.11	Clay	2.2	4.33E-9	11.7	-	-	-	18.3	81.2	130.1	0.7	3.3	18.3
19	18.65	Clay	1.6	1.78E-9	9.5	-	-	-	8.8	67.4	90.3	0.5	2.2	17.8
19.5	19.00	Clay & silty clay	2.9	6.22E-8	12.9	-	-	-	30.6	78.8	154.4	0.8	3.8	18.0
20	19.68	Silty sand & sandy silt	5.5	5.19E-7	19.1	76.2	28.9	34.0	72.2	95.5	-	-	-	18.4
		Clay	2.2	3.43E-8	11.3	-	-	-	19.1	74.4	120.1	0.6	2.9	17.9

Tip resistance (MPa)

Ic

2020.072-1/RG

Geo-Probe S.r.l.

Indagini Geognostiche

40033 Casalecchio di Reno (BO)

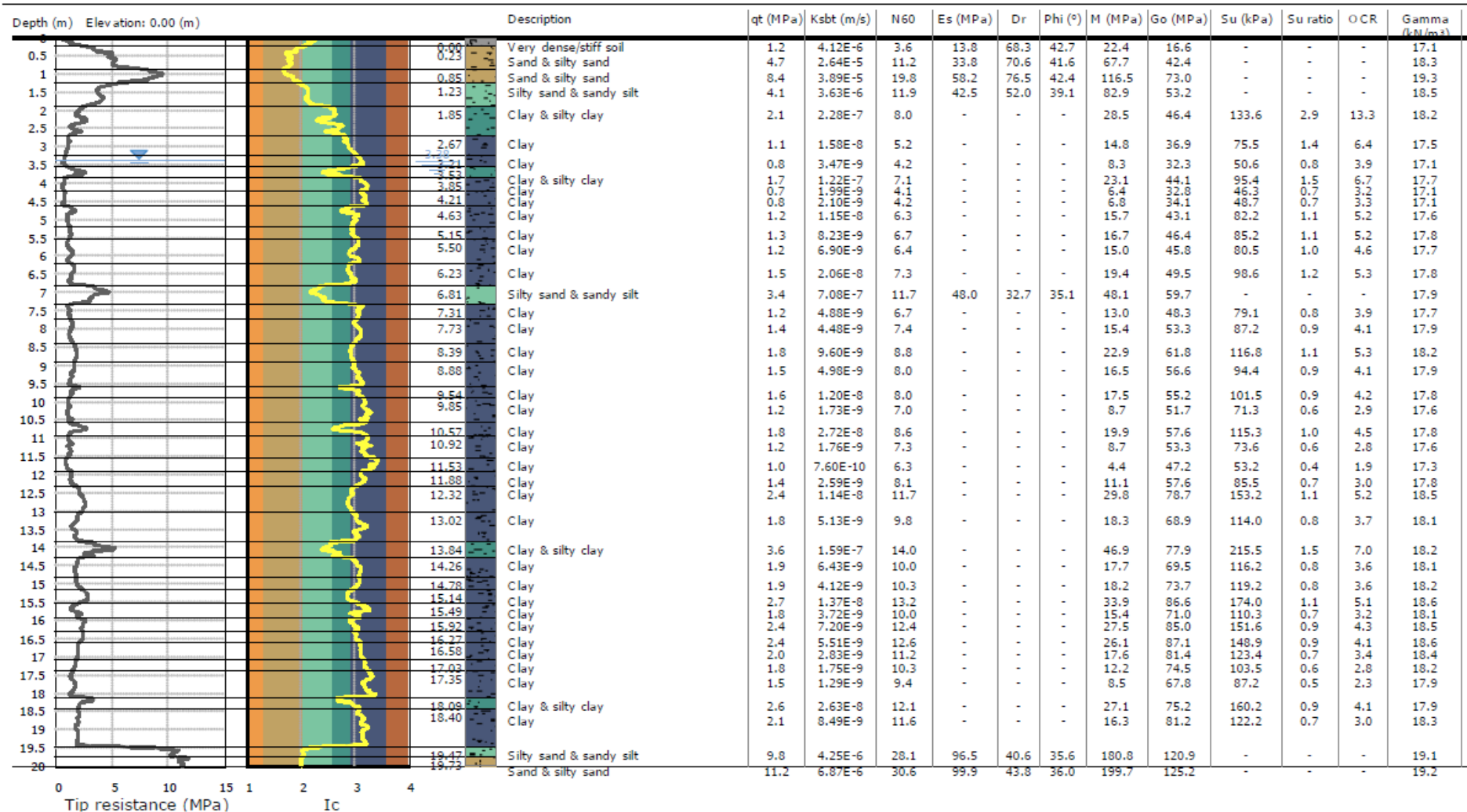
Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

Project: Archsystem**Location: Budrio (BO) - via Rabuina****CPTU: 3 20.0600/RSP**

Total depth: 20.00 m, Date: 09/12/2020

Cone Type: MKJ387

Cone Operator: Dr. Conti



2020.072-1/RG

Geo-Probe S.r.l.

Indagini Geognostiche

40033 Casalecchio di Reno (BO)

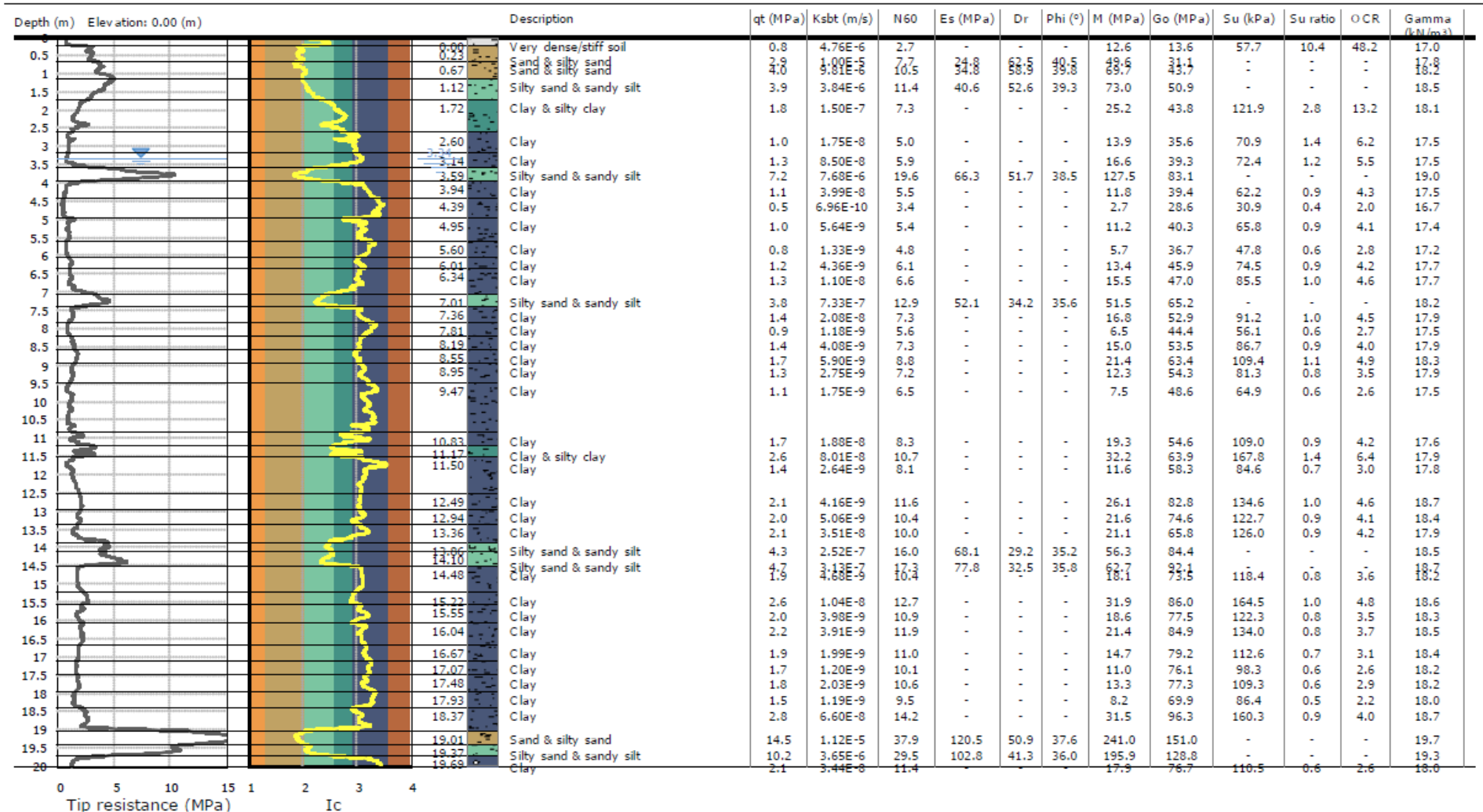
Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

Project: Archsystem**Location: Budrio (BO) - via Rabuina****CPTU: 4 20.0601/RSP**

Total depth: 20.00 m, Date: 25/11/2020

Cone Type: MKJ386

Cone Operator: Dr. Conti



This software is licensed to: Graziano Grimandi

Presented below is a list of formulas used for the estimation of various soil properties. The formulas are presented in SI unit system and assume that all components are expressed in the same units.

:: Unit Weight, g (kN/m³) ::

$$g = g_w \cdot \left(0.27 \cdot \log(R_f) + 0.36 \cdot \log\left(\frac{q_t}{p_a}\right) + 1.236 \right)$$

where g_w = water unit weight

:: Permeability, k (m/s) ::

$$I_c < 3.27 \text{ and } I_c > 1.00 \text{ then } k = 10^{0.952 - 3.04 \cdot I_c}$$

$$I_c \leq 4.00 \text{ and } I_c > 3.27 \text{ then } k = 10^{-4.52 - 1.37 \cdot I_c}$$

:: N_{SPT} (blows per 30 cm) ::

$$N_{60} = \left(\frac{q_c}{p_a} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$$

$$N_{1(60)} = Q_{tn} \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$$

:: Young's Modulus, E_s (MPa) ::

$$(q_t - \sigma_v) \cdot 0.015 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

(applicable only to $I_c < I_{c_cutoff}$)

:: Relative Density, D_r (%) ::

$$100 \cdot \sqrt{\frac{Q_{tn}}{k_{DR}}} \quad \text{(applicable only to SBT}_n\text{: 5, 6, 7 and 8 or } I_c < I_{c_cutoff}\text{)}$$

:: State Parameter, ψ ::

$$\psi = 0.56 - 0.33 \cdot \log(Q_{tn,cs})$$

:: Peak drained friction angle, ϕ (°) ::

$$\phi = 17.60 + 11 \cdot \log(Q_{tn})$$

(applicable only to SBT_n: 5, 6, 7 and 8)

:: 1-D constrained modulus, M (MPa) ::

If $I_c > 2.20$

$$a = 14 \text{ for } Q_{tn} > 14$$

$$a = Q_{tn} \text{ for } Q_{tn} \leq 14$$

$$M_{CPT} = a \cdot (q_t - \sigma_v)$$

If $I_c \leq 2.20$

$$M_{CPT} = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

:: Small strain shear Modulus, G_0 (MPa) ::

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

:: Shear Wave Velocity, V_s (m/s) ::

$$V_s = \left(\frac{G_0}{\rho} \right)^{0.50}$$

:: Undrained peak shear strength, S_u (kPa) ::

$$N_{kt} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_r) \text{ or user defined}$$

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Remolded undrained shear strength, $S_{u(rem)}$ (kPa) ::

$$S_{u(rem)} = f_s \quad \text{(applicable only to SBT}_n\text{: 1, 2, 3, 4 and 9 or } I_c > I_{c_cutoff}\text{)}$$

:: Overconsolidation Ratio, OCR ::

$$k_{OCR} = \left[\frac{Q_{tn}^{0.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_r))} \right]^{1.25} \text{ or user defined}$$

$$OCR = k_{OCR} \cdot Q_{tn}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: In situ Stress Ratio, K_0 ::

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{\sin \phi'}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Soil Sensitivity, S_t ::

$$S_t = \frac{N_s}{F_r}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Effective Stress Friction Angle, ϕ' (°) ::

$$\phi' = 29.5^\circ \cdot B_q^{0.121} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_q + \log Q_t)$$

(applicable for $0.10 < B_q < 1.00$)

References

- Robertson, P.K., Cabal K.L., Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 5th Edition, November 2012
- Robertson, P.K., Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Can. Geotech. J. 46(11): 1337-1355 (2009)

Procedura di calcolo RSL

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

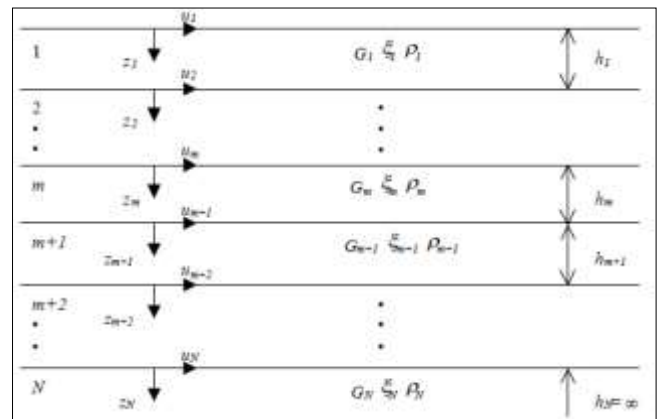
$$\frac{\gamma_{eff}}{\gamma_{max}} = \frac{M - 1}{10}$$

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:



$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \mu \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (1)$$

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:

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

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:

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

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:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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,

$$\tau_1(0, t) = i k_1^* G_1^* [E_1 - F_1] e^{i\omega t} = 0$$

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

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

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

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

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

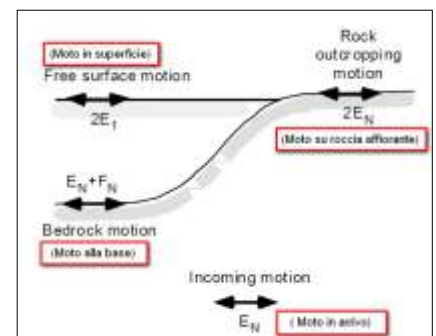
$$\gamma(z, t) = \frac{\partial u}{\partial z} = i k^* (E e^{i k^* z} - F e^{-i k^* z}) e^{i\omega t} \quad (24)$$

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:

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

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

$$m(\gamma, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145 PI^{1.3}) \quad (29)$$

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

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:

$$S_{am} = \frac{1}{T_a} \int_{0.5T_a}^{1.5T_a} S_A(T) dT$$

dove

Sam è lo spettro medio, e può essere Sami o Samo

SA(T) è lo spettro di risposta elastico in accelerazione pari a Sai per l'input, Sao per l'output

Ta vale Tai per l'input Tao per l'output

Si determinano i periodi propri Tvi e Tvo di massimo valore degli spettri di pseudovelocità così definiti

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

dove Sv(T) corrisponde rispettivamente a Svi(T) per l'input e Svo(T) per l'output

Si calcolano i valori medi degli spettri medi di pseudovelocità (Svmi) e (Svmo) nell'intorno di Tvi e Tvo

$$S_{vm} = \frac{1}{0.4T_v} \int_{0.8T_v}^{1.2T_v} S_v(T) dT$$

dove

Svm è il valore medio dello spettro e può essere Svmi o Svmo, rispettivamente per l'input e l'output

Tv può essere Tvi e Tvo, 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 Fa è pari a

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

Il valore di Fv è pari a

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

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

Periodo TC

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

Periodo TB

$$TB = \frac{1}{3} TC$$

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

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

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

Il ramo dello spettro ad accelerazione spettrale costante, tra TB e TC, ha ordinata pari a

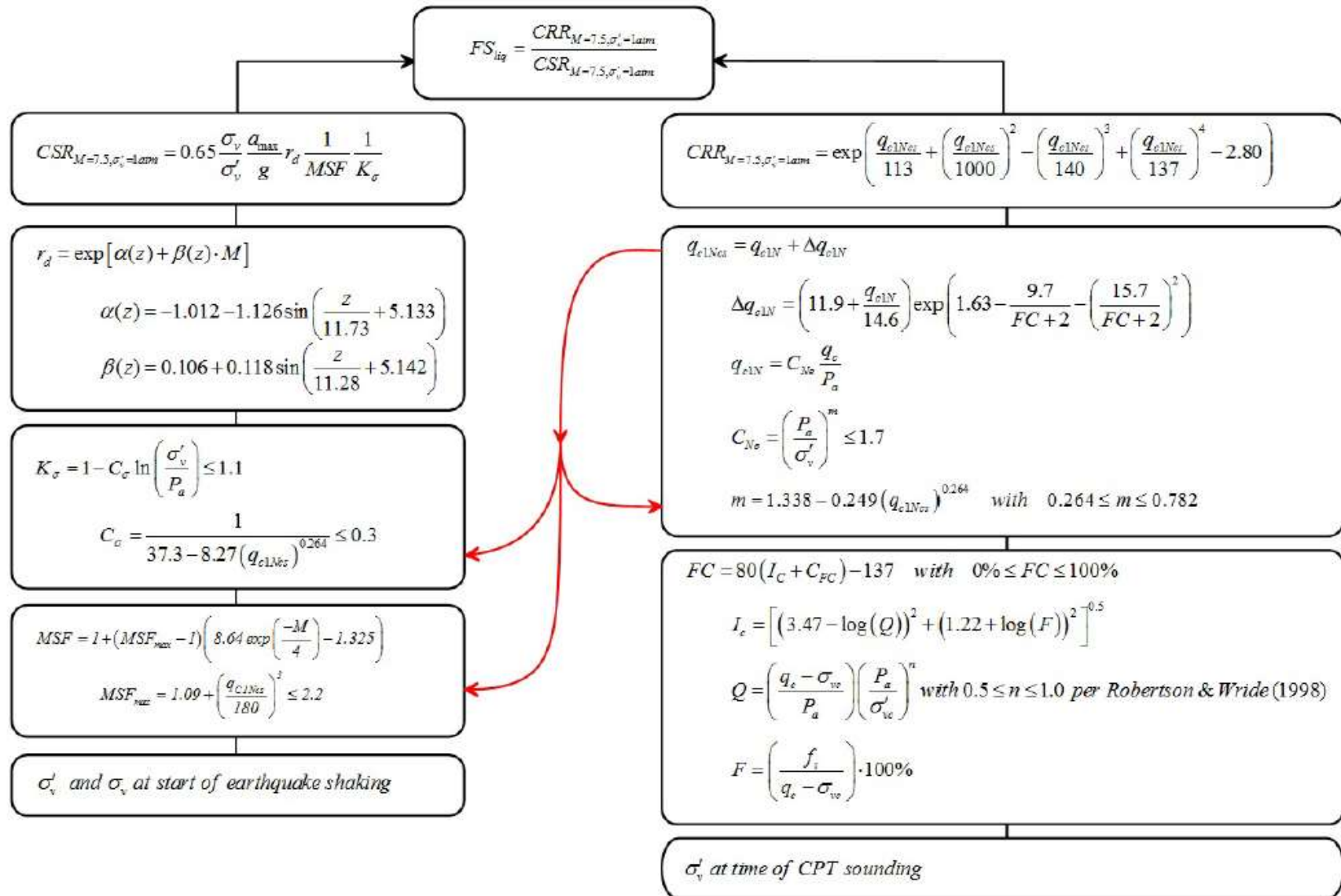
$$SA = S_{ami} * F_a$$

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

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

Schema verifica rischio liquefazione

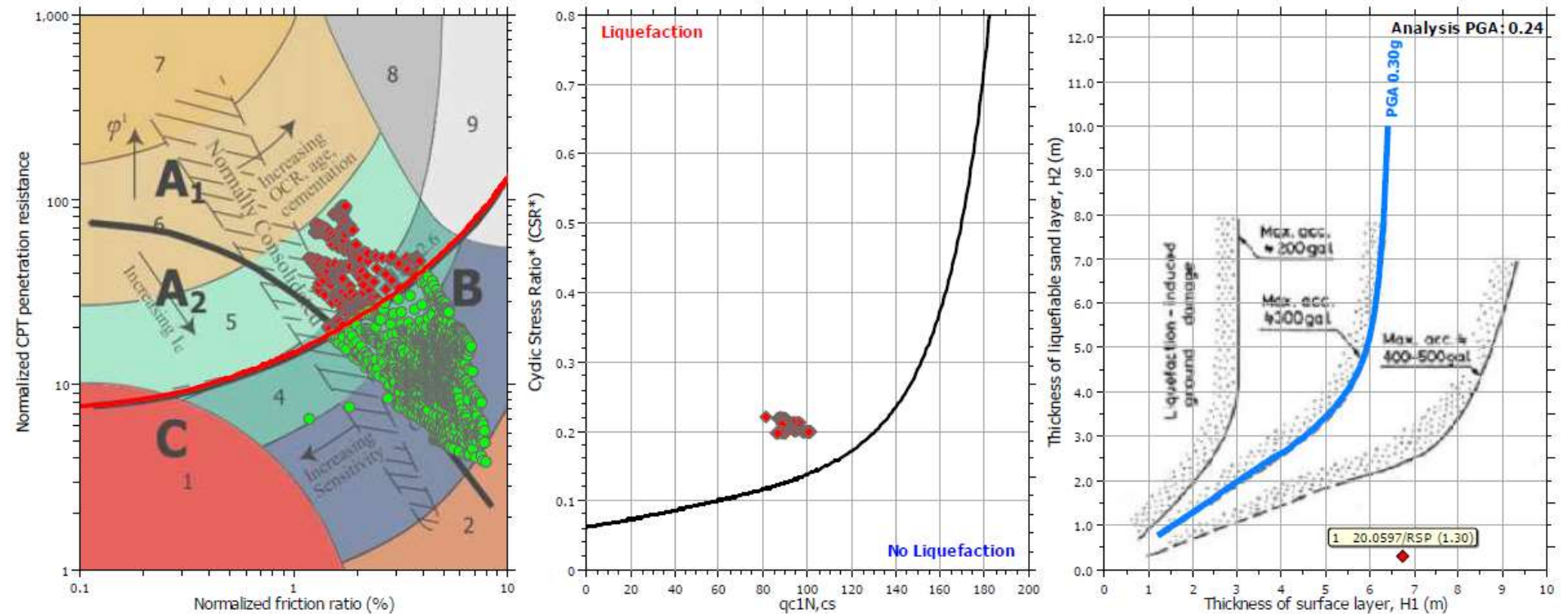
Procedure for the evaluation of soil liquefaction resistance, Boulanger & Idriss(2014)



This software is licensed to: Graziano Grimandi

CPT name: 1 20.0597/RSP

Liquefaction analysis summary plots



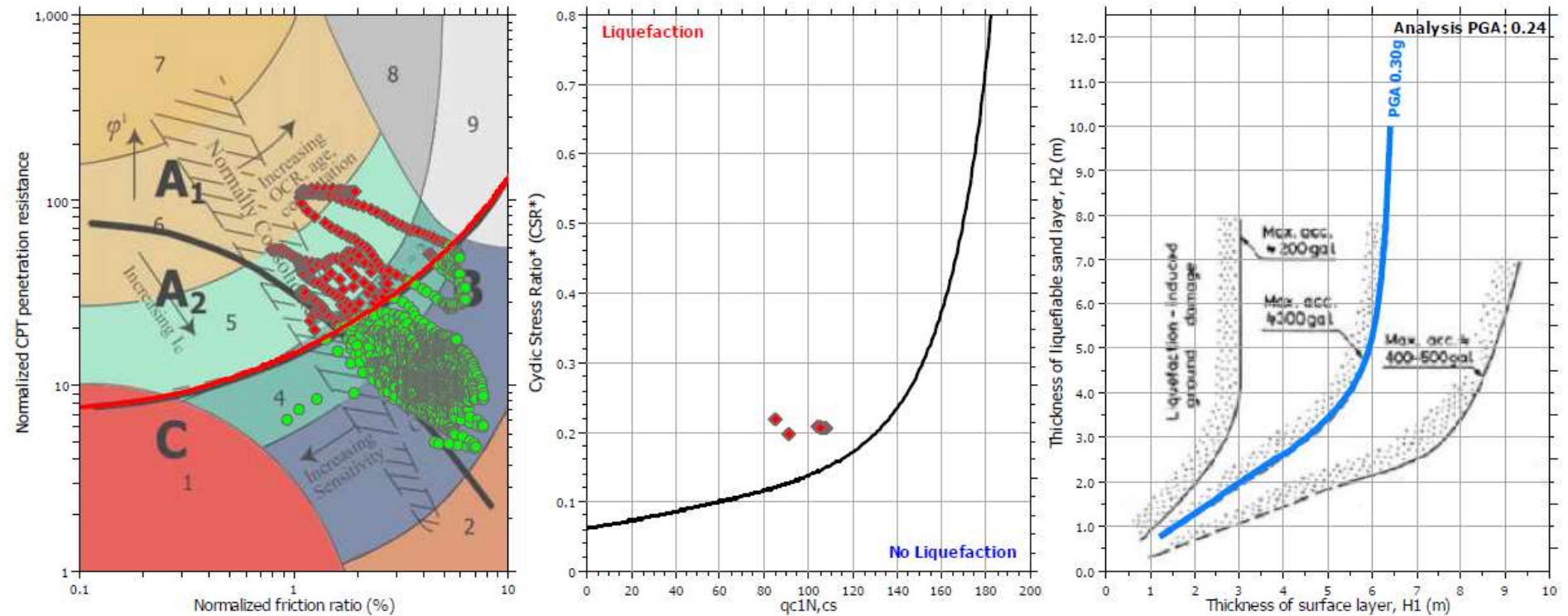
Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (earthq.):	3.35 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on I_c value	I_c cut-off value:	2.60	K_a applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.35 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

This software is licensed to: Graziano Grimandi

CPT name: 2 20.0598/RSP

Liquefaction analysis summary plots



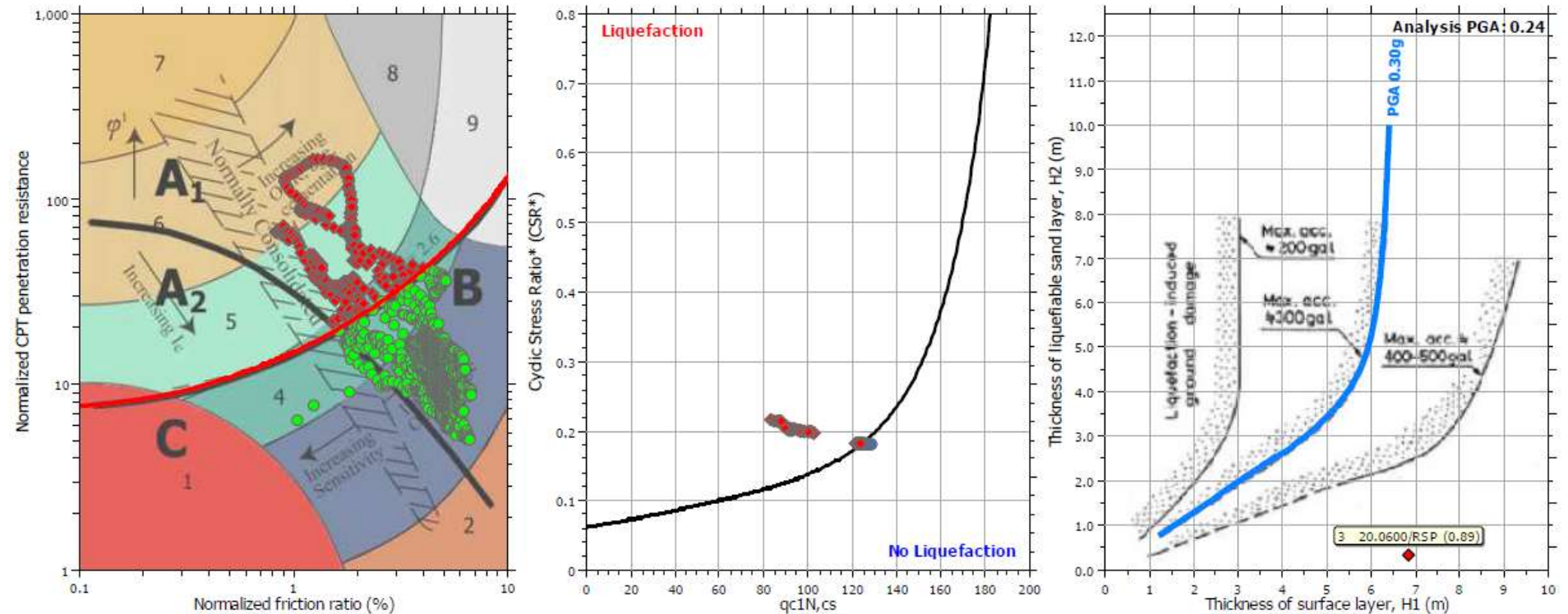
Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	3.41 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on I_c value	I_c cut-off value:	2.60	K_a applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.41 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

This software is licensed to: Graziano Grimandi

CPT name: 3 20.0600/RSP

Liquefaction analysis summary plots



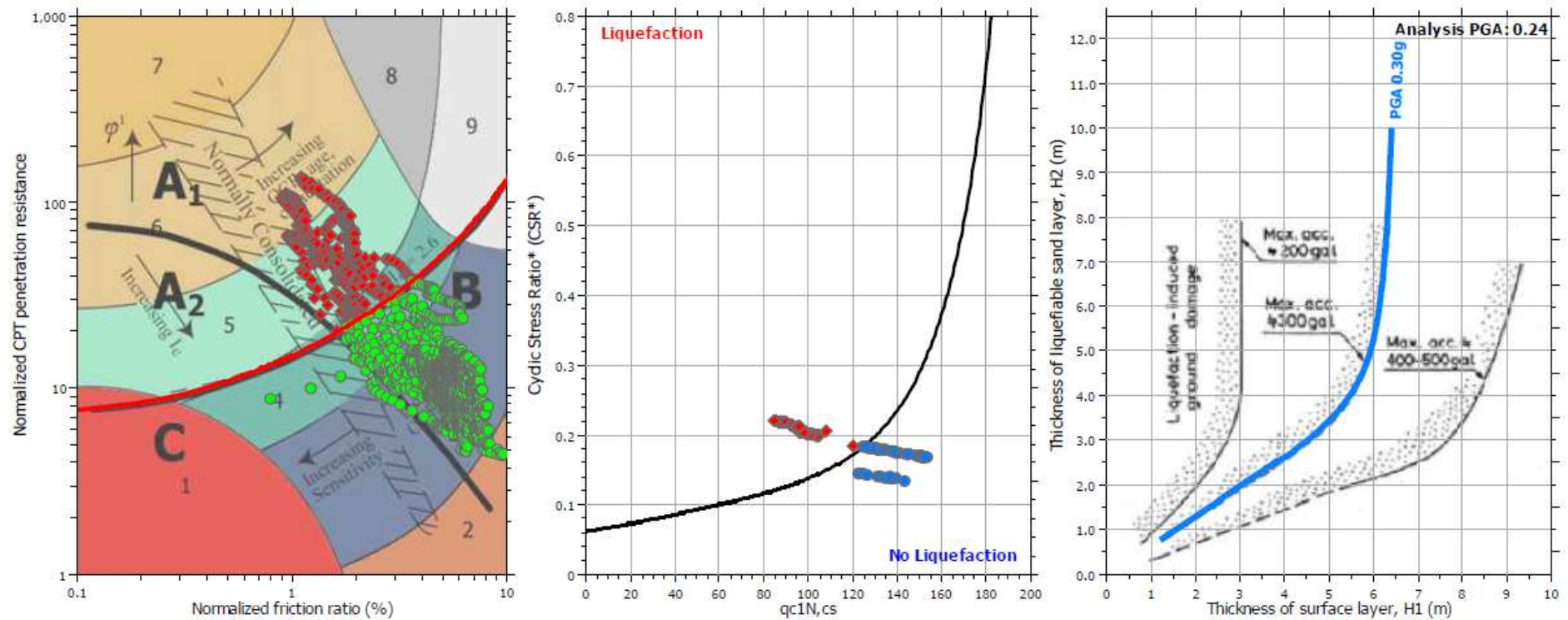
Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	3.38 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on I_c value	I_c cut-off value:	2.60	K_s applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.38 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

This software is licensed to: Graziano Grimandi

CPT name: 4 20.0601/RSP

Liquefaction analysis summary plots



Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	3.34 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on I_c value	I_c cut-off value:	2.60	K_0 applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.24	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	3.34 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

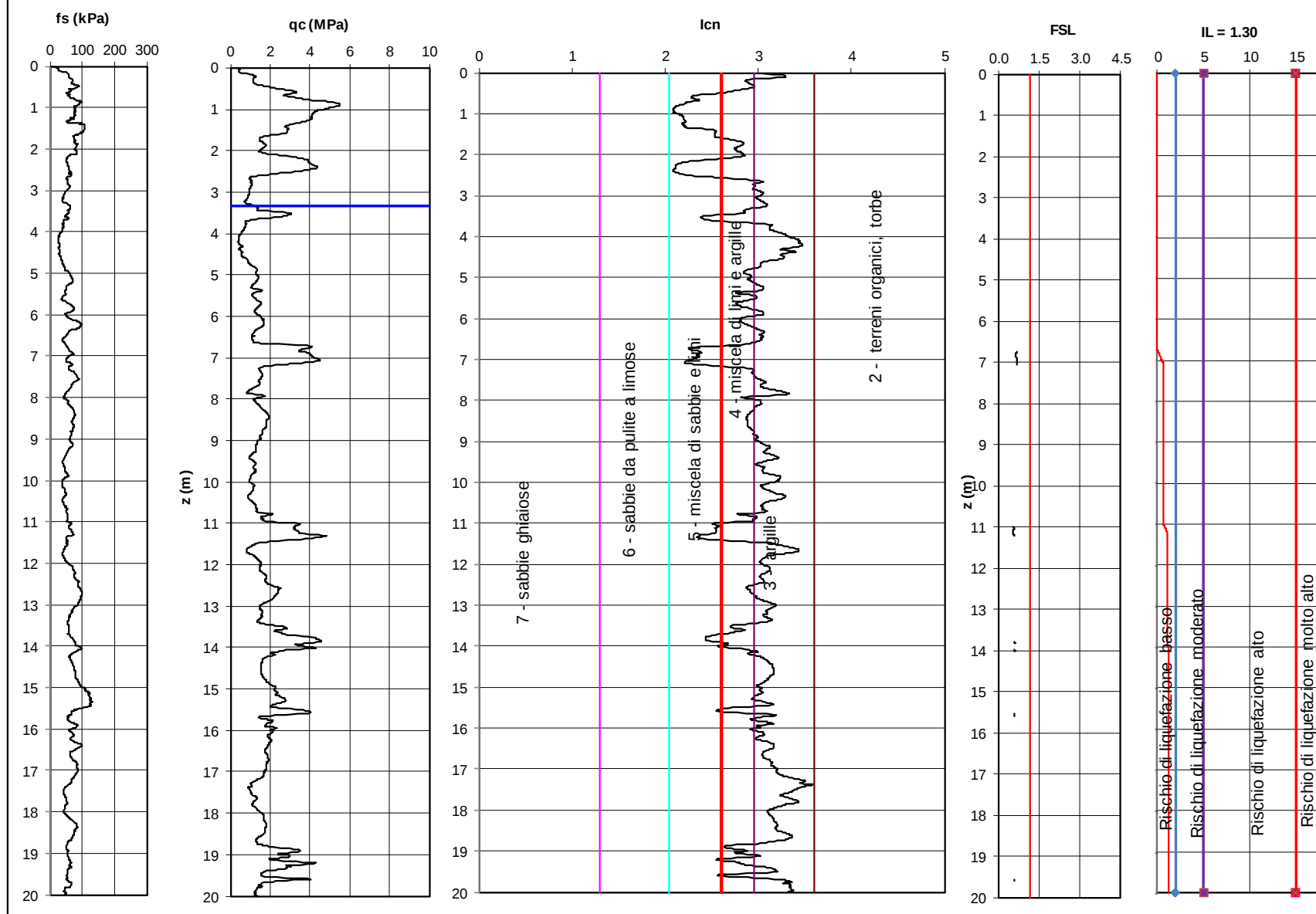
CPTU (piezo cone penetration test)

1 Committente : Archsystem

Cantiere: Budrio (BO)

via Rabuina

Codice Lavoro 2020.113



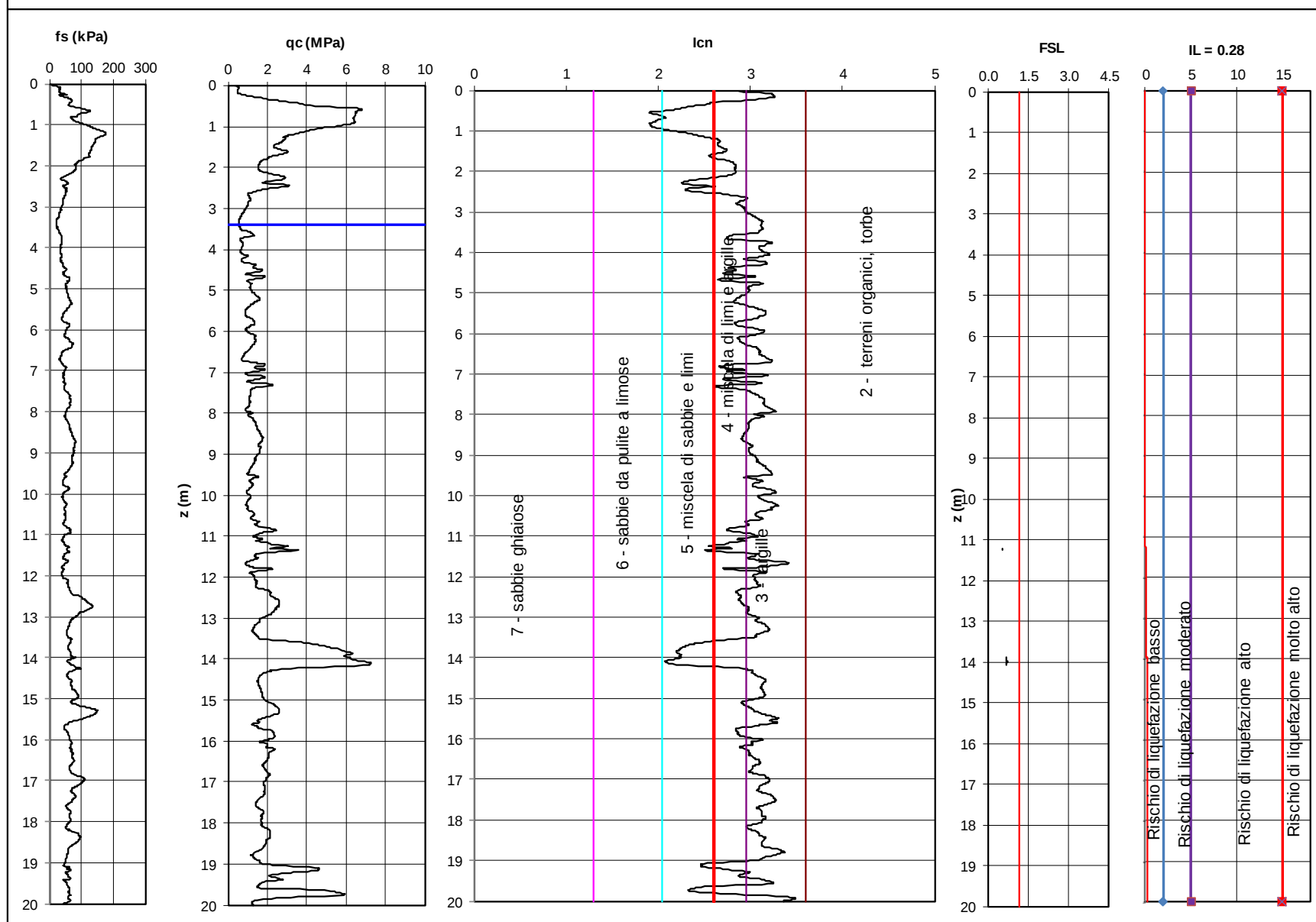
CPTU (piezo cone penetration test)

2 Committente : Archsystem

Cantiere: Budrio (BO)

via Rabuina

Codice Lavoro 2020.113



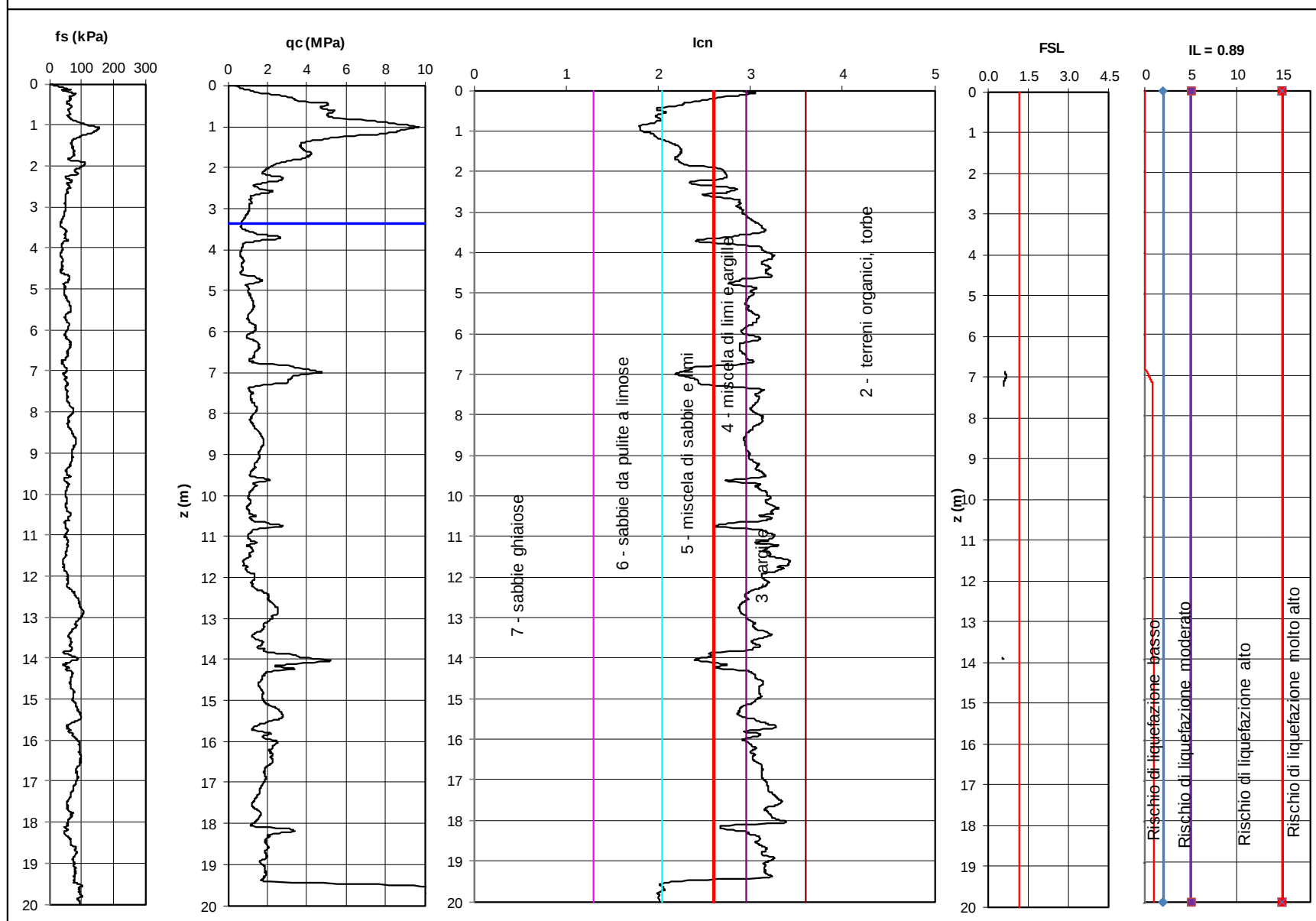
CPTU (piezo cone penetration test)

3 Committente : Archsystem

Cantiere: Budrio (BO)

via Rabuina

Codice Lavoro 2020.113



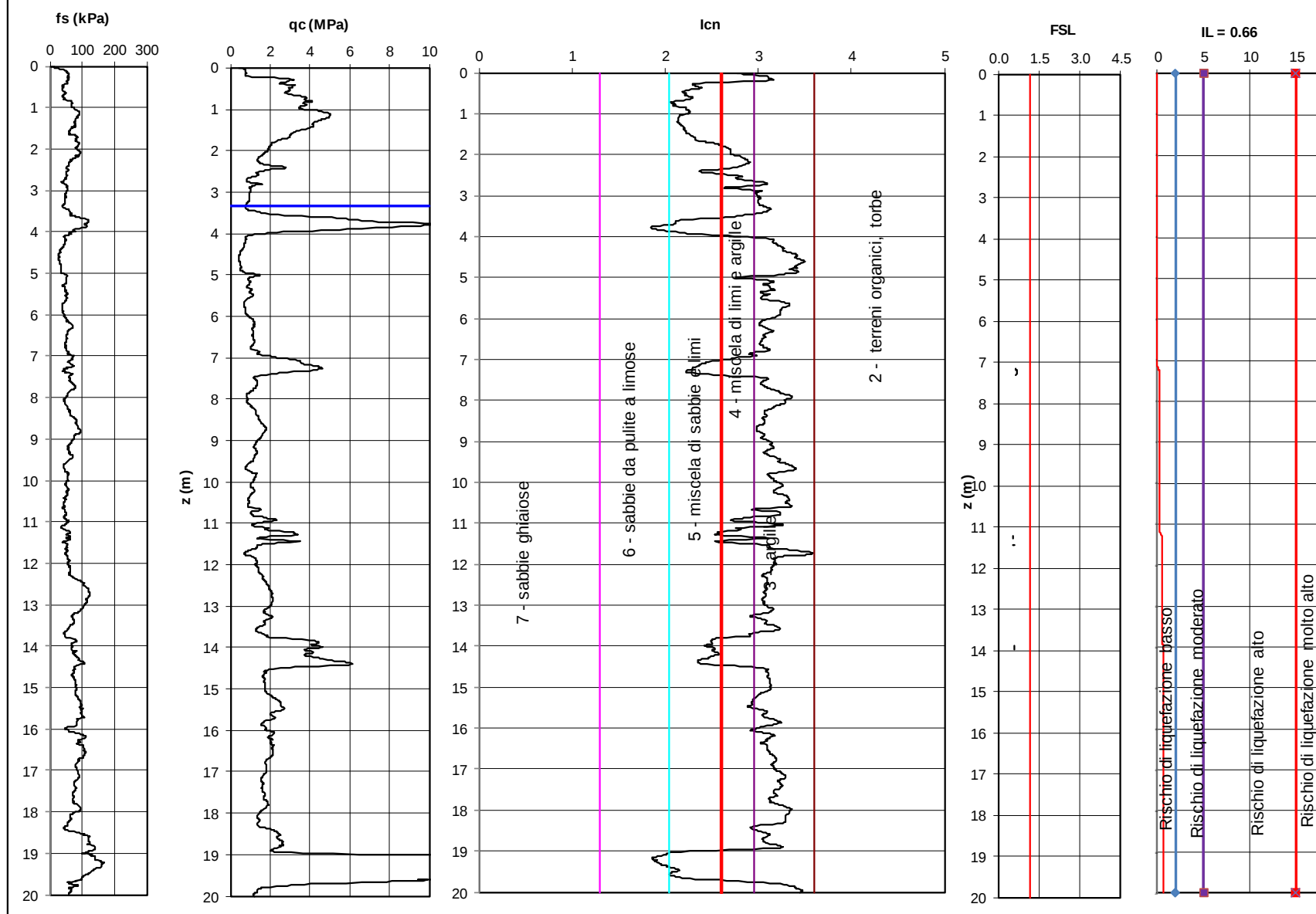
CPTU (piezo cone penetration test)

4 Committente : Archsystem

Cantiere: Budrio (BO)

via Rabuina

Codice Lavoro 2020.113



STIMA DEL CEDIMENTO VERTICALE POST SISMICO

Project title : Archsystem

Location : Budrio (BO) - via Rabuina

Overall vertical settlements report

