



COMUNE DI SALA BOLOGNESE
PROVINCIA DI BOLOGNA

PROGETTO URBANISTICO
ATTUATIVO
PER L'AREA DENOMINATA
ARS.SB_III

ATTUATORE

Istituto Diocesano per il
Sostentamento del Clero
P.IVA 92009910370
Via degli Albari 6
40126 Bologna

ATTUATORE

Parrocchia di San Biagio
di Bonconvento
Via Longarola 23
40010 Sala Bolognese

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

SPAZIO RISERVATO ALL'UFFICIO TECNICO

Progetto architettonico e coord. generale

Ing. Lorenzo Donati
Geom. Giuseppe Lucchini

Progetto opere urbanizzazione

Ing. Carlo Baietti

Progetto opere a verde

Dott. Fabio Tunioli

Relazione previsionale di clima acustico

Ing. Franca Conti

Relazione archeologica

Dott. Claudio Negrelli – Phoenix Archeologia srl

ZERO
ASSOCIATI

VIA EMILIA PONENTE 221/a - 40133 BOLOGNA
TEL +39 051 383862 - FAX +39 051 0311588
info@zeroassociati.it - www.zeroassociati.it
C.F. e P.IVA 03271411203

SCALA

—

DATA

26.10.2021

LAVORO

236

D.05

TITOLO ELABORATO

**RELAZIONE
GEOLOGICA – GEOTECNICA**

FILE	N.	FASE DI LAVORO	DATA
D05 – RELAZ GEOLOG.pdf	1	PRESENTAZIONE PUA	26 OTTOBRE 2021
	2		
	3		
	4		
	5		



COMUNE DI SALA BOLOGNESE (BO)

STUDIO GEOLOGICO TECNICO E SISMICO
DEI TERRENI DEL PRIMO SOTTOSUOLO DI
UN'AREA SITA IN LOCALITÀ PADULLE PER
LA QUALE È RICHIESTO L'INSERIMENTO
NEL P.O.C. (COMPARTO ARS-SB_III).

Committente:

– Istituto Diocesano per il Sostentamento del Clero



Codice Lavoro: 2018.090/RG

Revisione 0.0 Novembre 2018

GEO-PROBE

– *Studio Geologico Associato* –

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

email: geoprobe@geo-probe.com

INDICE

1. PREMESSA	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE	4
4. INDAGINE GEOGNOSTICA	9
5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI.....	12
6. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO.....	13
7. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	14
8. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA	17
9. MODELLAZIONE SISMICA	19
10. MICROZONAZIONE SISMICA	24
11. PARAMETRI SISMICI DEL SITO	27
12. DEFINIZIONE DELLA RSL MEDIANTE ANALISI NUMERICA	29
12.1 Dati generali	29
12.2 Elaborazione.....	30
13. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....	38
14 VALUTAZIONE INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE.....	41
15. STIMA DEI CEDIMENTI INDOTTI DALL'AZIONE SISMICA	42
16. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE..	43
17. SCHEDA DI SINTESI.....	47

ALLEGATI:

- diagrammi penetrometrie con punta elettrica e piezocono;
- stratigrafie trivellazioni a secco;
- indagine sismica MASW;
- indagine sismica HVSR;
- classificazione orientativa dei terreni attraversati
(Robertson, 1990);
- procedure di calcolo RSL;
- verifica rischio di liquefazione.

* * *

1. PREMESSA

A seguito dell'incarico ricevuto dall'Istituto Diocesano per il Sostentamento Clero, 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 richiesto l'inserimento in P.O.C.

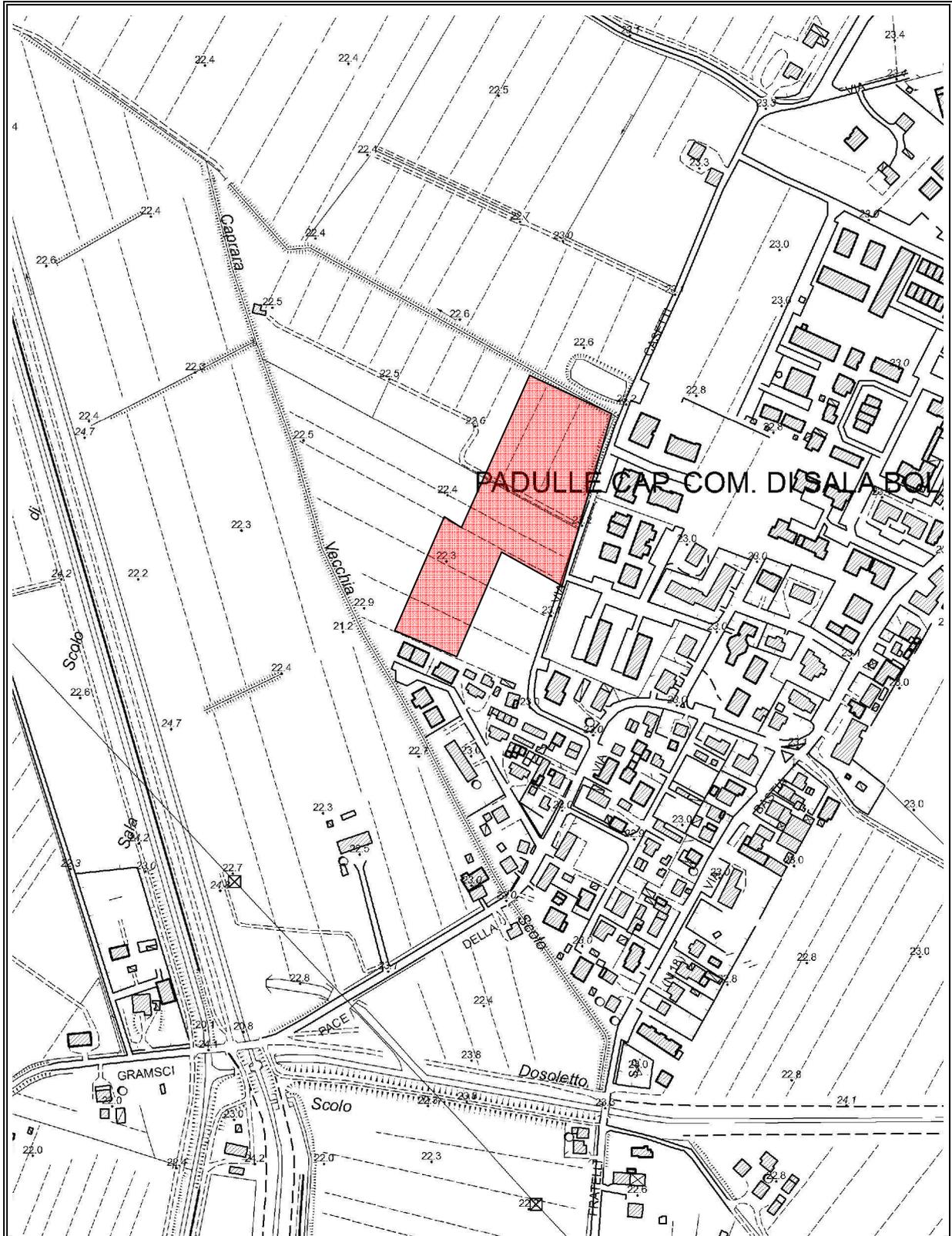
L'area in esame si ubica in località Padulle, in Comune di Sala Bolognese (BO) (TAV. 1: estratto C.T.R. Scala 1:10.000; sezione n. 202164 – Padulle) e riguarda il comparto ARS-SB_III.

Il presente studio è stato articolato nei seguenti punti:

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) analisi della risposta sismica locale;
- 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).
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008. Circolare Cons. Sup. LL.PP. n. 617/2009.
- Delibera dell'Assemblea legislativa Regione Emilia Romagna progr. N. 112 – oggetto n. 3121 del 2 maggio 2007.
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 1661/2009 del 2 novembre 2009.
- Ordinanza del Commissario Delegato per la Ricostruzione n. 70 del 13/11/2012.
- "Raccomandazioni per la redazione della relazione geologica ai sensi delle N.C.T." a cura del Centro Studi del C.N.G.
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 2193/2015 del 21 dicembre 2015.
- "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni". D.M. 17 Gennaio 2018 (G.U. n. 42 del 20/02/18, supplemento ordinario n. 8).

3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE

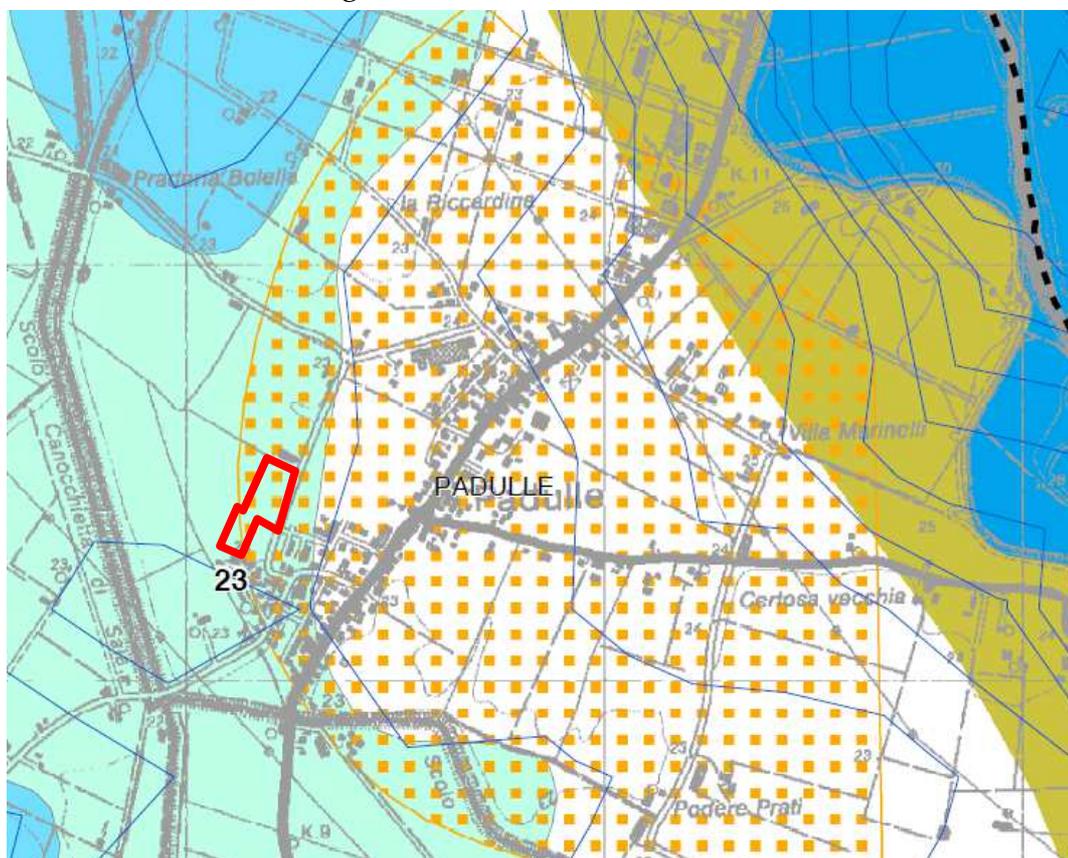
3.1. Lineamenti geomorfologici

L'area in esame si sviluppa in un settore deposizionale della bassa Pianura Padana caratterizzato da leggere ondulazioni che degradano progressivamente verso Nord; più esattamente si ubica ad una quota media di 22,00 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 a carattere prevalentemente abitativo, che stanno interessando i lotti adiacenti a quello in esame.

Come riportato nella TAV.6 - Geomorfologia del PSC Terre d'acqua di cui di seguito si riporta uno stralcio, l'area in esame, ricade su un conoide di rotta.

Sotto l'aspetto morfodinamico non si segnalano processi in atto, sia nell'area, sia in un intorno significativo; l'attuazione dell'intervento non determinerà modifiche all'assetto morfologico dell'area.

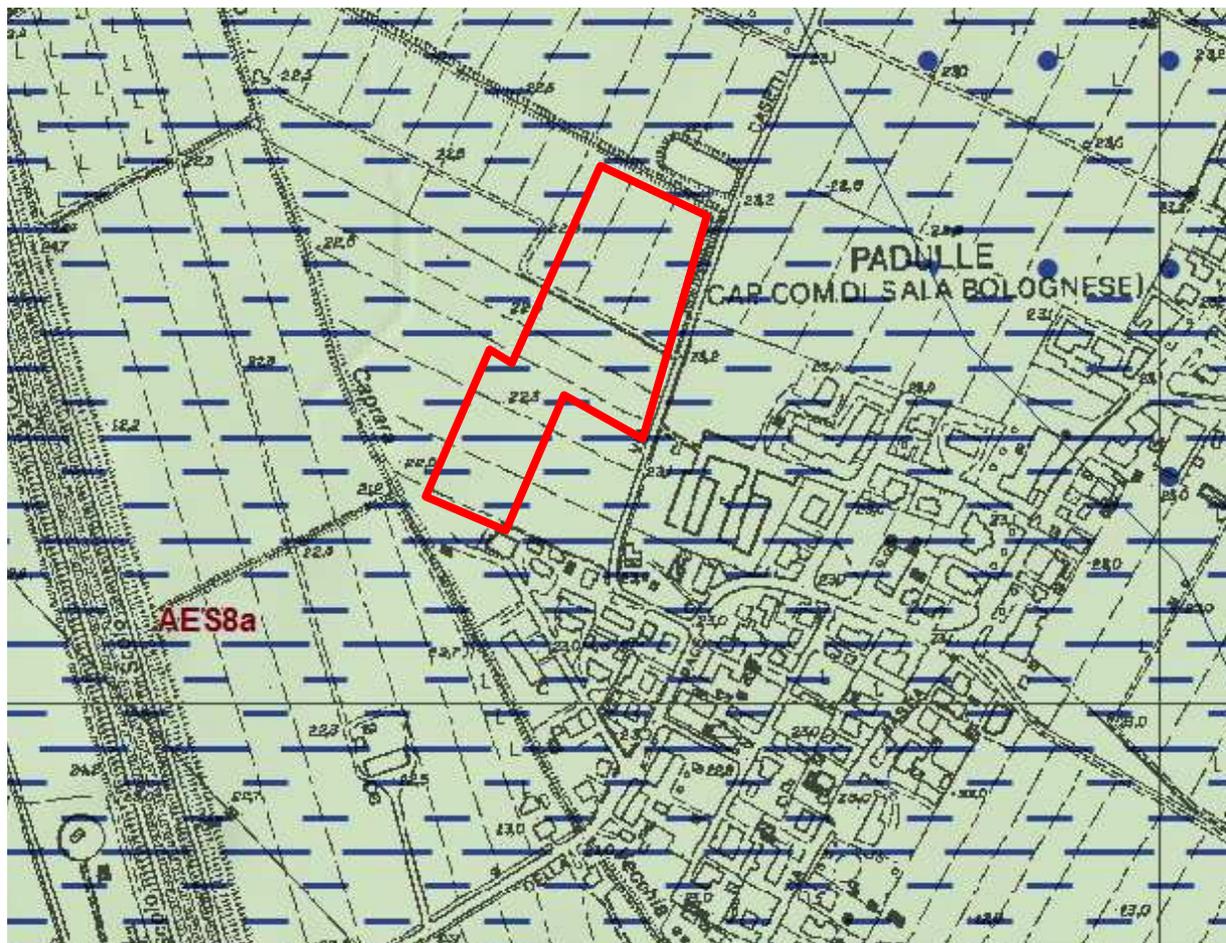


3.2. Assetto geolitologico

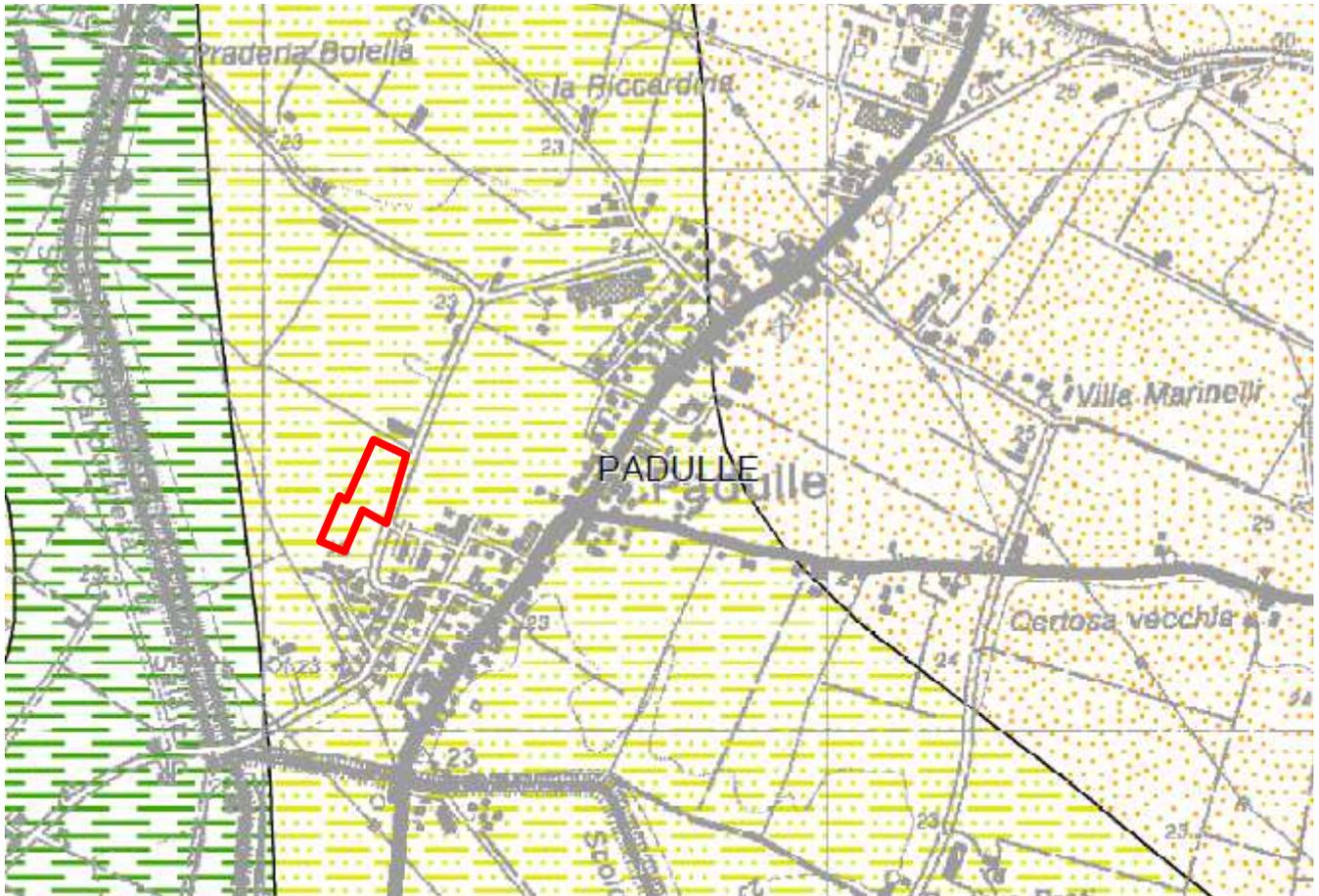
Dal punto di vista geo-litologico, l'area è caratterizzata dalla presenza di formazioni continentali di deposizione fluviale costituite da sedimenti alluvionali fini (limi e limi sabbiosi) mentre i sedimenti grossolani (ghiaie) sono pressoché assenti; pertanto la litologia principale è rappresentata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

Con riferimento alla Carta Geologica della Regione Emilia Romagna, nella zona di studio affiorano terreni appartenenti all'Unità di Modena (AES8a), che rappresentano la porzione sommitale del Sintema Emiliano Romagnolo Superiore e comprendono la maggior parte dei depositi quaternari affioranti.

Nell'area in esame, la parte sommitale è costituita da depositi limo argillosi di piana alluvionale.



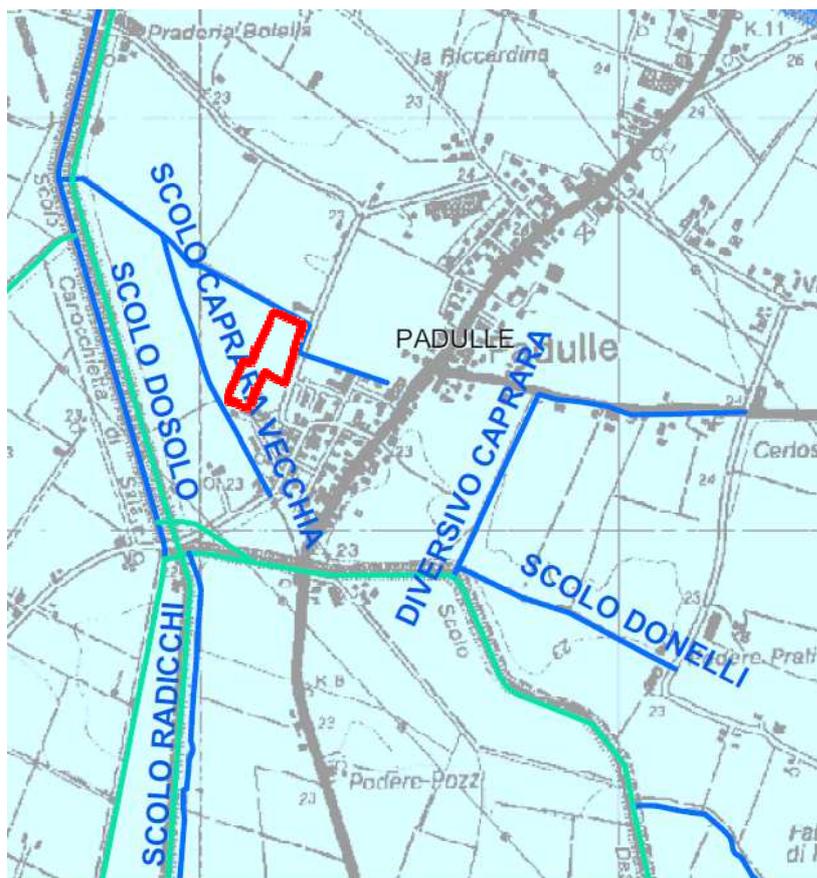
La litologia superficiale dell'area in esame, con riferimento alla TAV. 1 – Litologia superficiale del PSC Terre d'acqua, della quale di seguito si riporta uno stralcio, risulta rappresentata dalla presenza di terreni prevalentemente limosi.



-  Terreni prevalentemente sabbiosi
-  Terreni prevalentemente limosi
-  Terreni prevalentemente argillosi

3.3. Idrografia

L'idrografia superficiale primaria è rappresentata dal Torrente Samoggia e dal Fiume Reno, che sviluppano il proprio corso rispettivamente ad Est e a Ovest della zona in esame, e quella secondaria da canali di bonifica e fossi di scolo bordanti le zone coltivate, che raccolgono le acque di precipitazione eccessive per incanalarle verso i collettori principali.



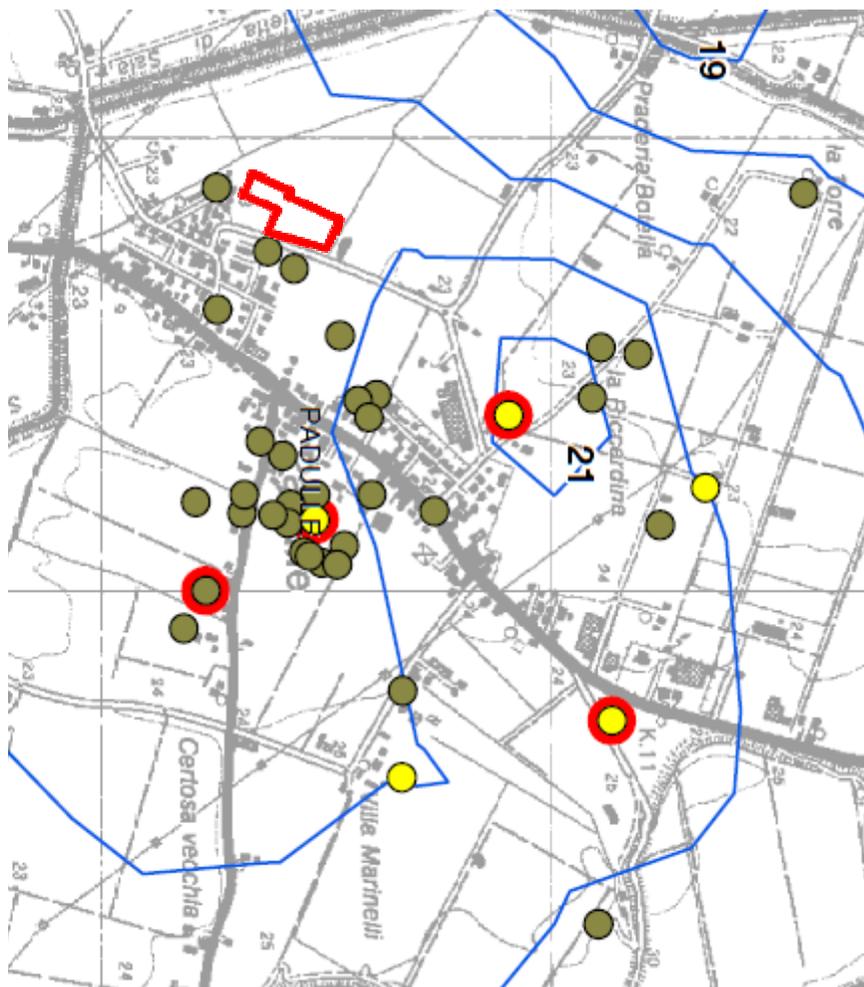
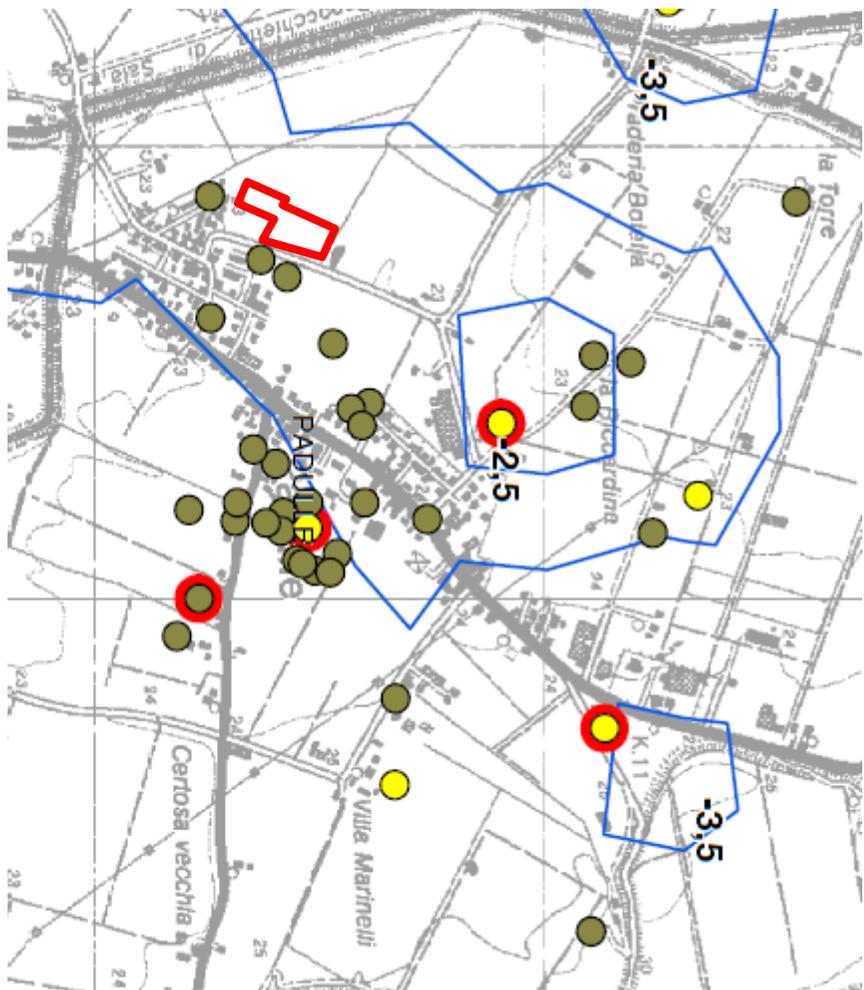
3.4. Condizioni idrogeologiche

L'area in esame è caratterizzata dalla presenza di depositi alluvionali di conoide (porzione mediale e distale) che vanno progressivamente ad approfondirsi e costituiti da materiali che divengono sempre più fini.

L'acquifero è da considerarsi multifalda con livelli a permeabilità ben differenziata con falde localmente in pressione e intercomunicanti, data la discontinuità degli orizzonti trasmissivi.

Le falde si alimentano prevalentemente per infiltrazione da monte e per infiltrazione diretta.

L'andamento della prima falda superficiale, come evidenziato da indagini eseguite in aree limitrofe e dalla TAV. 8 – Piezometria e TAV. 9 – Soggiacenza del PSC Terre d'acqua, di cui di seguito si riportano gli stralci, si attesta generalmente ad una profondità media di 2,00÷3,00 m dal p.c. attuale.



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 locale, 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 con punta elettrica e piezocono (CPTU) che rispetto al p.c. attuale hanno raggiunto la profondità di 20,00 m e n. 2 sondaggi con il metodo della trivellazione a secco della lunghezza di 3,00 m.

I punti di indagine sono stati posizionati in corrispondenza delle aree 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.

Le trivellazioni a secco sono state eseguite mediante aste elicoidali del diametro di 120 mm mosse da propulsore idraulico posto sull'autocarro Mercedes.

I fori di sondaggio sono stati attrezzati con piezometro a tubo aperto tipo Norton al fine di verificare nel tempo la presenza e la soggiacenza di eventuali falde freatiche di superficie.

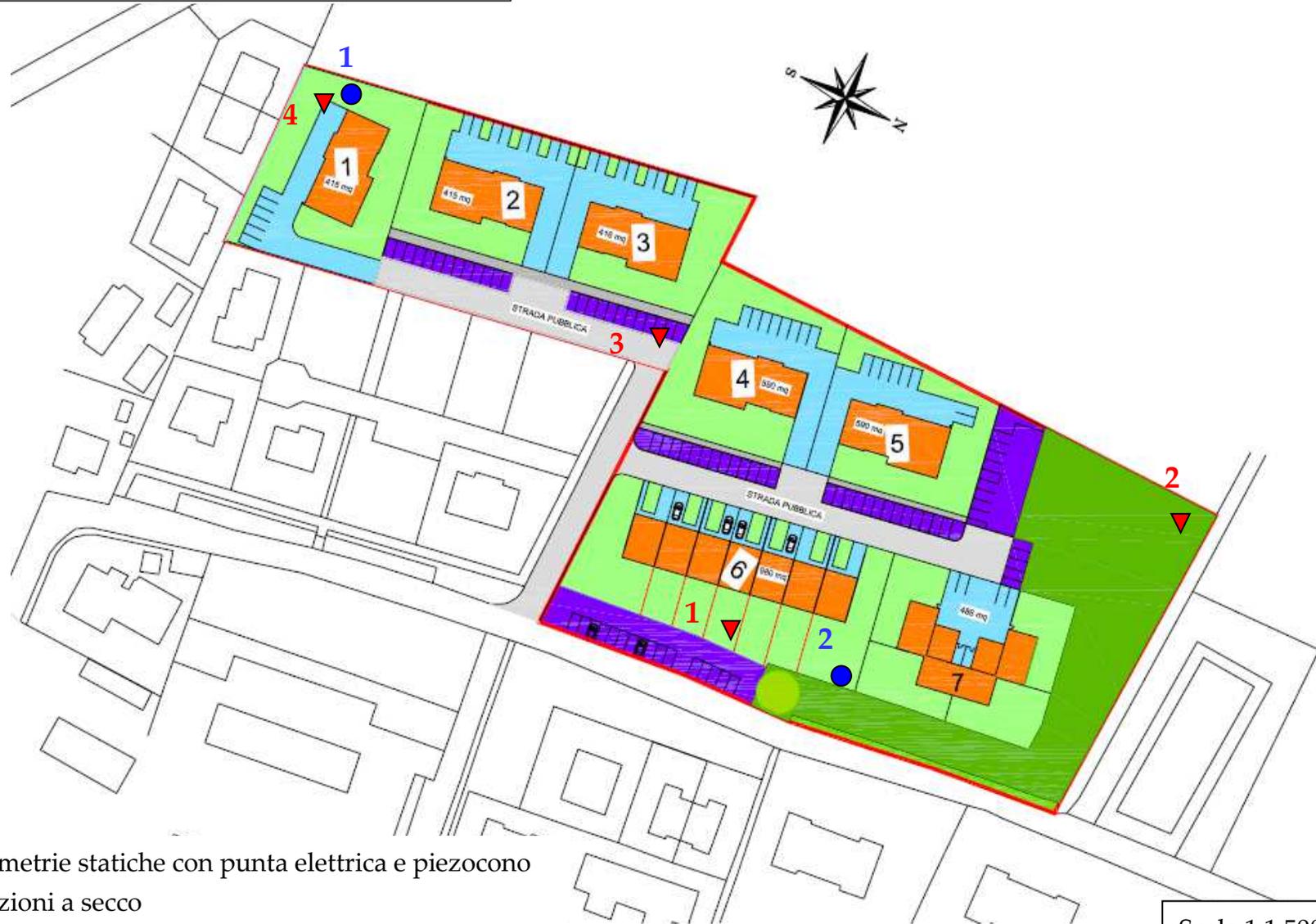
Le stratigrafie ottenute vengono riportate in allegato negli appositi moduli.

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, da parte dello Studio Associato CGA è stata eseguita un'indagine sismica locale mediante metodologia MASW e misurazione del rumore sismico ambientale HVSR; la metodologia di indagine e l'elaborazione dei dati ottenuti viene riportata nelle apposite relazioni allegate.

11

TAV. 2 - UBICAZIONE INDAGINE GEOGNOSTICA



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

Scala 1:1.500

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 sottile orizzonte di terreno pedogenizzato, sono inizialmente presenti dei limi argillosi di colore marrone grigiastro con screziature grigio azzurre, di consistenza da plastica a plastico dura ($q_c = 1,0 \div 2,9$ MPa; $R_f = 4,1 \div 8,0$ %) ed umidità scarsa, presumibilmente sovraconsolidati per essiccamento.

Da una profondità media di $1,20 \div 1,80$ m, e per circa $4,00 \div 4,50$ m, si evidenziano dei limi debolmente argillosi di colore beige con screziature grigiastre, di consistenza da plastico tenera a plastico molle ($q_c = 0,3 \div 0,9$ MPa; $R_f = 3,7 \div 8,5$ %), inglobanti sottili orizzonti plastici ($q_c = 1,0 \div 1,5$ MPa; $R_f = 2,8 \div 3,5$ %), di umidità da elevata alla totale saturazione idrica.

Sotto prevalgono delle argille limose di consistenza plastica ($q_c = 0,7 \div 1,9$ MPa; $R_f = 2,8 \div 7,5$ %), che localmente (CPTU 4) inglobano sottili orizzonti francamente sabbiosi di addensamento da medio scarso a medio ($q_c = 2,0 \div 3,2$ MPa; $R_f = 1,0 \div 2,0$ %)

Da circa $8,90 \div 9,60$ m, e sino alla profondità indagata, si alternano delle argille limose di consistenza da plastica a plastico tenera ($q_c = 0,5 \div 1,3$ MPa; $R_f = 3,5 \div 6,8$ %) e delle sabbie limose e/o viceversa in lenti di addensamento da medio scarso a medio ($q_c = 2,0 \div 5,7$ MPa; $R_f = 0,8 \div 1,5$ %).

I terreni del primo sottosuolo sono caratterizzati dalla presenza di una falda freatica di superficie, il cui livello statico alla data di esecuzione dell'indagine, nei fori di prova è stata misurata ad una profondità media di $3,40 \div 3,80$ m rispetto al p.c. attuale, presumibilmente soggetta a variazioni stagionali.

Per un maggior dettaglio in allegato, oltre alle stratigrafie delle trivellazioni 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. 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	0,20÷0,40	P	-	-	-	-	-
A	0,20÷0,40	1,20÷1,80	LA	1,0÷2,9	19,0÷19,4	50÷130	-	-
B	1,20÷1,80	3,40÷3,80	LA	0,3÷1,1	18,6÷19,0	15÷55	-	-
B1	3,40÷3,80	5,30÷6,50	LA	0,4÷1,2	8,7÷9,0	20÷60	-	-
C	5,30÷6,50	8,90÷9,60	AL	0,7÷1,9	8,9÷9,3	35÷95		
D	8,90÷9,60	fine indag.	AL	0,5÷1,3	8,8÷9,1	25÷65	-	-
D1	12,00÷13,30	17,80÷19,00	SL/LS	2,0÷5,7	8,0÷8,5	0	32÷34	22÷35

P = terreno pedogenizzato;

LA = limi argillosi;

AL= argille limose;

SL/LS = sabbie limose e/o viceversa.

7. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

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

Unità geotecnica 0

È costituita da terreno pedogenizzato e si evidenzia sino ad una profondità di 0,20÷0,40 m dal p.c. attuale.

Unità geotecnica A

È costituita da limi argillosi di consistenza plastica ed umidità scarsa.

L'unità A si evidenzia da 0,20÷0,40 m sino ad una profondità media di 1,20÷1,80 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	1,4	19,1	70	-
CPTU 2	1,8	19,2	90	-
CPTU 3	1,3	19,1	65	-
CPTU 4	1,9	19,3	95	-

Unità geotecnica B

È costituita da limi debolmente argillosi di consistenza plastico tenera, ed umidità da media ad elevata.

L'unità B si evidenzia da 1,20÷1,80 m sino ad una profondità media di 3,40÷3,80 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	0,5	18,8	25	-
CPTU 2	0,6	18,8	30	-
CPTU 3	0,6	18,8	30	-
CPTU 4	0,7	18,9	35	-

Unità geotecnica B1

È costituita da limi debolmente argillosi di consistenza plastico tenera, presumibilmente saturi.

L'unità B1 si evidenzia da 3,40÷3,80 m sino ad una profondità media di 5,30÷6,50 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	0,6	8,8	30	-
CPTU 2	0,6	8,8	30	-
CPTU 3	0,7	8,9	35	-
CPTU 4	0,9	9,0	45	-

Unità geotecnica C

È costituita da argille limose di consistenza plastica, presumibilmente sature.

L'unità C si evidenzia da 5,30÷6,50 m sino ad una profondità media di 8,90÷9,60 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	1,1	9,0	55	-
CPTU 2	1,2	9,1	60	-
CPTU 3	1,2	9,1	60	-
CPTU 4	1,2	9,1	60	-

Unità geotecnica D

È costituita da argille limose di consistenza plastico tenera, presumibilmente sature.

L'unità D si evidenzia da 8,90÷9,60 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	0,9	9,0	45	-
CPTU 2	0,9	9,0	45	-
CPTU 3	0,9	9,0	45	-
CPTU 4	0,9	9,0	45	-

Unità geotecnica D1

È costituita da lenti di sabbie limose e/o viceversa di medio addensamento, presumibilmente sature.

L'unità D1 si evidenzia da circa 12,00÷13,30 m sino ad una profondità media di 17,80÷19,00 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	3,6	8,0	-	33
CPTU 2	3,2	8,0	-	32
CPTU 3	3,0	8,0	-	32
CPTU 4	2,8	8,0	-	32

8. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA

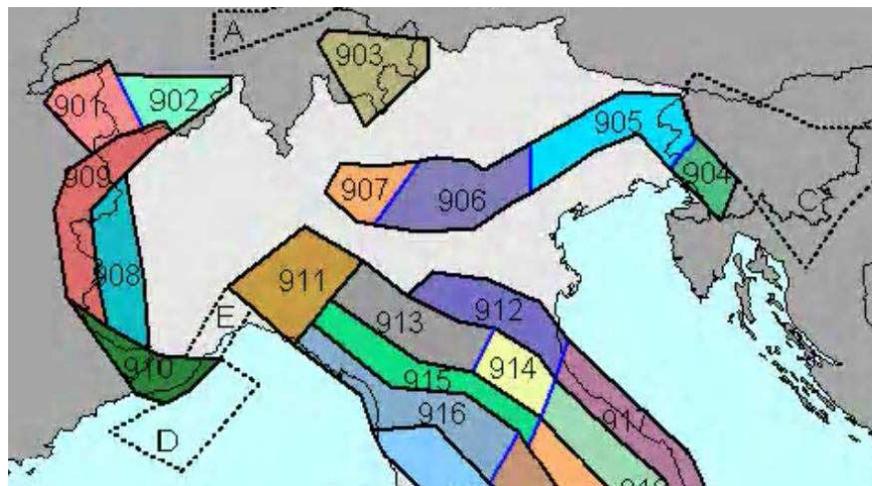
La pericolosità e il rischio sismico del territorio nazionale sono stati affrontati dal Servizio Sismico Nazionale utilizzando il calcolo probabilistico di Cornell, in grado di considerare tutte le possibili sorgenti influenzanti di un sisma.

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 Sala Bolognese (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.

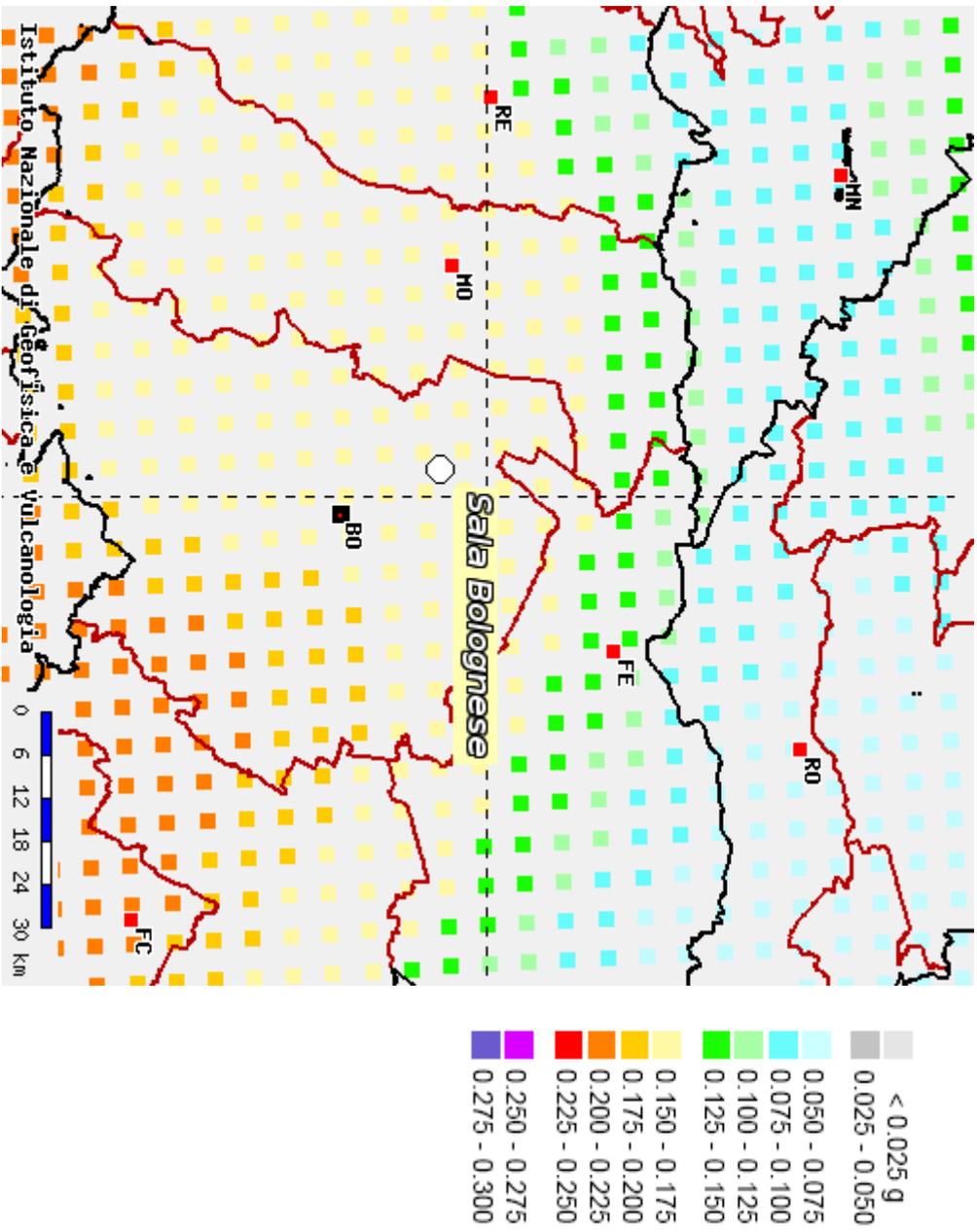
Come evidenziato dalla mappa delle zone sismogenetiche di cui si riporta uno stralcio, l'Emilia Romagna ricade nelle zone 911-914 alle quali è attribuito un valore di M pari a 6,14.



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



9. MODELLAZIONE SISMICA

9.1. 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.

9.2. 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 $C_u = 1,0$

9.3. 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.

9.4. 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. 44.628917; Long. 11.270410), 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	0,048	2,476	0,257
	SLD	63	50	0,059	2,517	0,272
Stati limite ultimi	SLV	10	475	0,161	2,555	0,276
	SLC	5	975	0,213	2,519	0,282

9.5. Categoria di sottosuolo

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche e dai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio V_{seq} (in m/s) definita dalla espressione:

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

con:

h_i = spessore dell'i-esimo strato;

V_{si} = 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 V_s 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 V_{seq} è definita dal parametro V_{s30} , 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 evidenziato dalle indagini sismiche eseguite i terreni del primo sottosuolo, con riferimento il p.c., presentano una V_{seq} pari a 223 m/sec che collocherebbe il sottosuolo nel profilo stratigrafico C della Tab. 3.2.II.

Tuttavia, non essendo i terreni indagati caratterizzati da un miglioramento delle caratteristiche meccaniche in quanto l'indagine sismica MASW ha evidenziato una diminuzione di V_s tra 6,50 m e 14,00 m è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale mediante analisi numerica per la definizione delle azioni sismiche.

9.6. 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 $i > 30^\circ$

9.7. 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

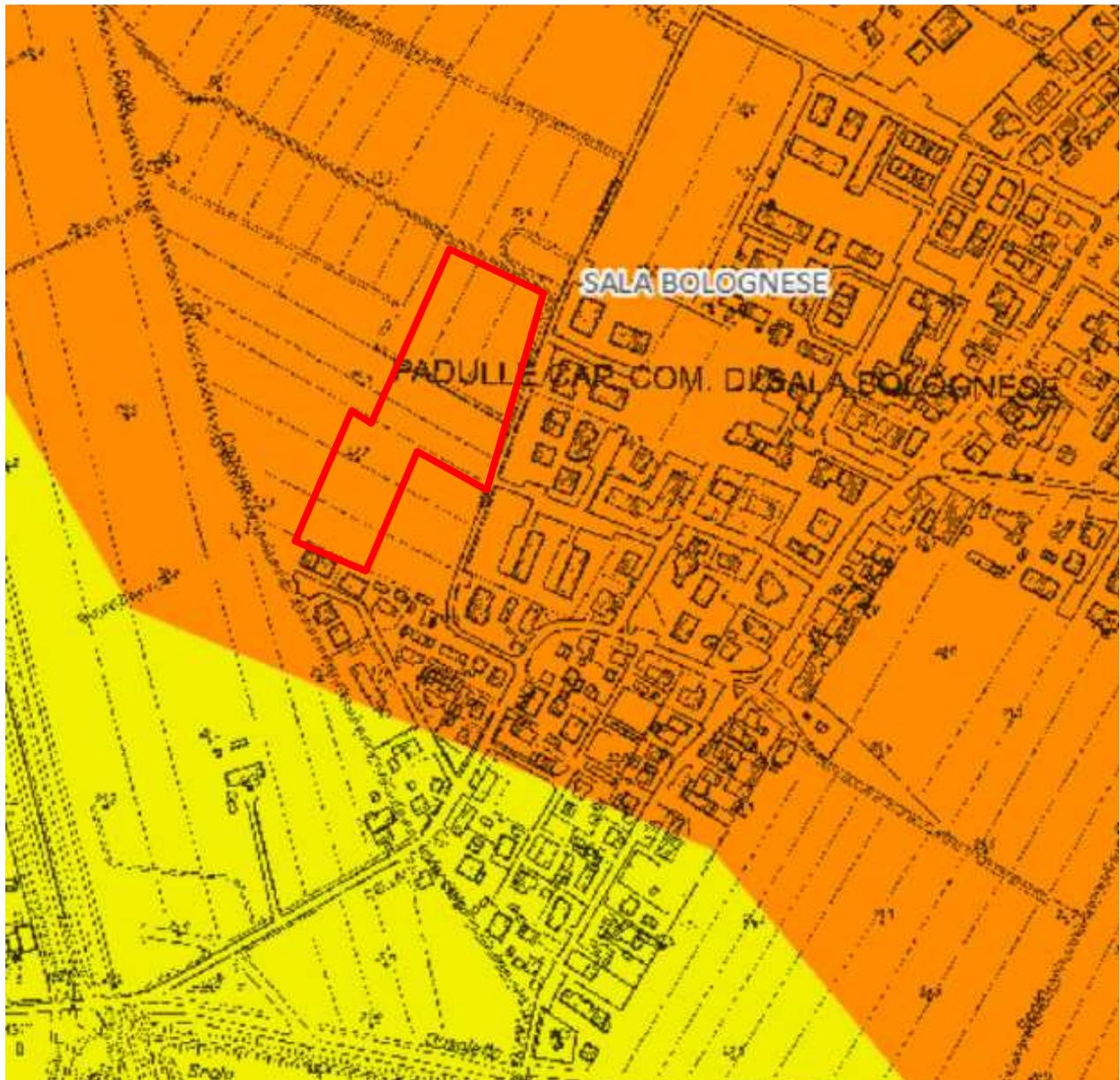
La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove S_T assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V, fino alla base, dove S_T assume un valore unitario.

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

10. MICROZONAZIONE SISMICA

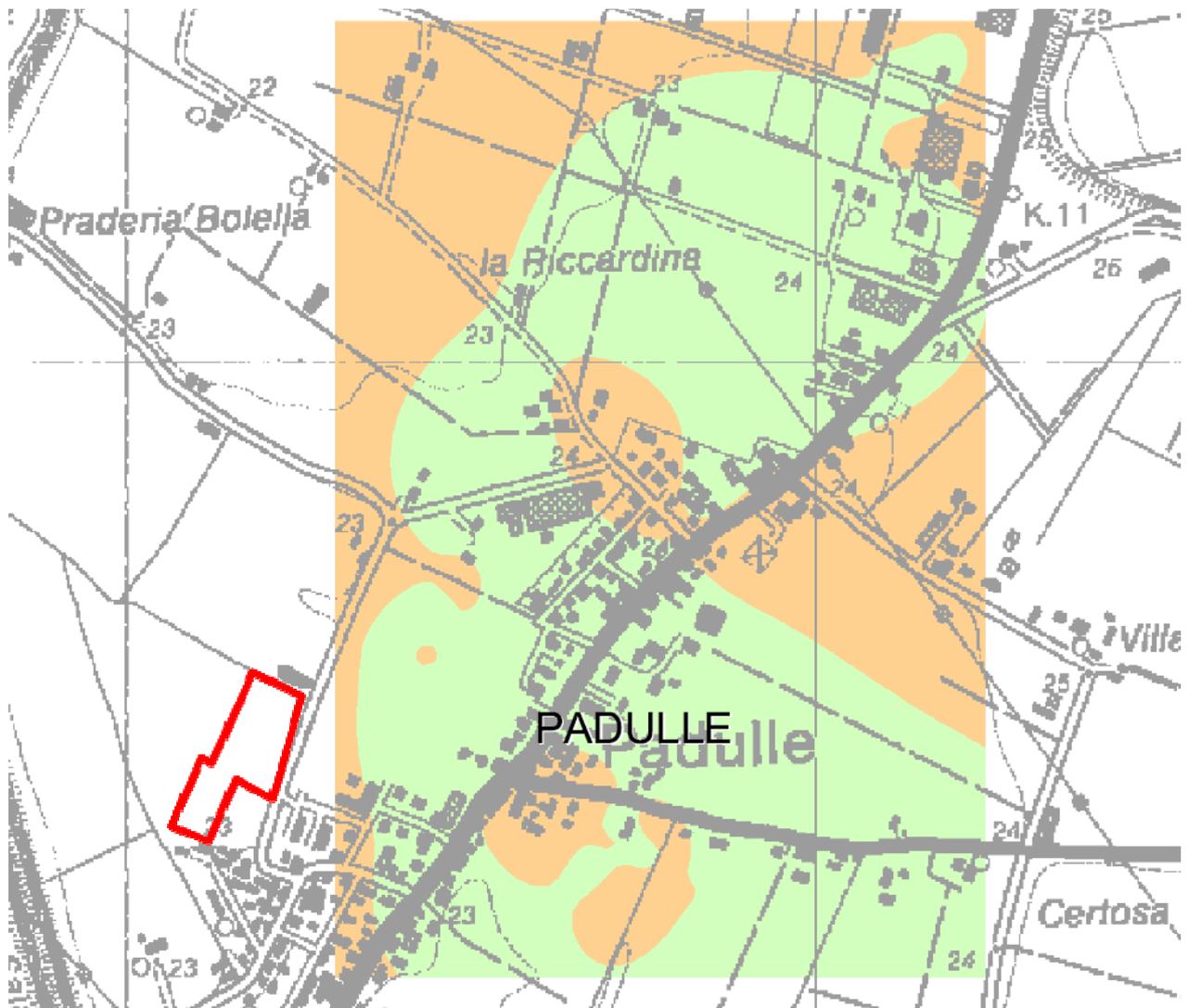
Nella Tavola 2C del PTCP della Provincia di Bologna "Rischio Sismico – Carta provinciale degli effetti locali attesi", l'area in esame è classificata come L1 "Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziale presenza di terreni predisponenti la liquefazione" (approfondimenti preliminari di III Livello).

STRALCIO TAVOLA 2C PTCP



Nella TAV. 7 – Pericolosità sismica locale del PSC Terre d'acqua, di cui di seguito si riporta una stralcio, l'area in esame non rientra tra gli ambiti studiati

Le norme del PSC, al fine della riduzione del rischio sismico, negli ambiti ARS in sede di POC prevedono approfondimenti di II livello e in presenza di fenomeni di liquefazione, di III livello da eseguire ai sensi del D.A.L. R.E.R. 112/2007).



Scala 1:10.000



Area in esame

Per la quantificazione della risposta sismica locale, il D.G.R 2193/2015 propone la definizione semi quantitativa degli effetti di amplificazione locale semplificata (secondo livello di approfondimento); l'amplificazione è quantificata secondo i parametri FA PGA e FA SI che sono desunti dagli abachi riportati nell'Allegato A2 della suddetta delibera, riferiti a grandi situazioni morfologiche stratigrafiche che tengono conto delle caratteristiche litologiche e morfologiche e della profondità del bedrock sismico.

Le variabili da inserire negli abachi per la stima dell'amplificazione locale sono la velocità equivalente delle onde di taglio nel sottosuolo (V_{S30} o V_{SH}) e gli spessori dei sedimenti superficiali che possono amplificare il moto sismico e/o la profondità del bedrock sismico.

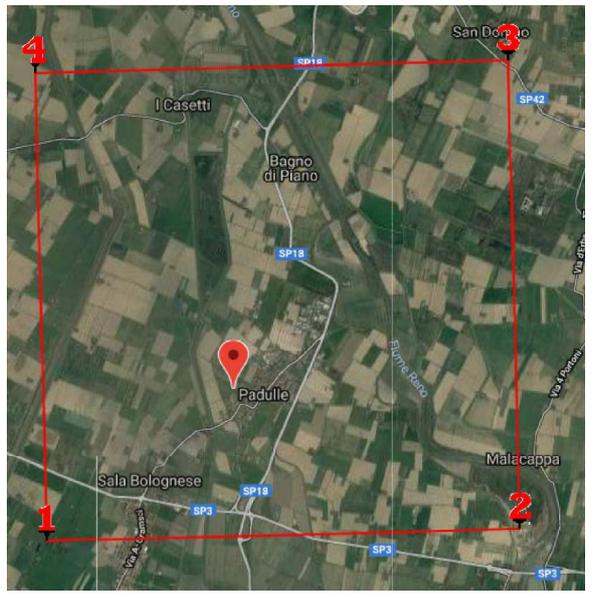
I dati del sottosuolo permettono di attribuire l'area di studio al macro contesto geologico "Pianura 2" caratterizzato dalla presenza di sedimenti alluvionali prevalentemente fini e dalla presenza di un'importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100,00 m dal p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150,00 m.

I parametri della microzonazione sismica semplificata sono riportati nella tabella seguente:

Macroambito	V_{S30}	FA PGA	FA SI1 ($0,1 < T < 0,5s$)	FA SI2 ($0,5 < T < 1,0s$)	FA SI3 ($0,5 < T < 1,5s$)
Pianura 2	223 m/sec	1,7	2,0	3,0	3,3

11. PARAMETRI SISMICI DEL SITO

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

Coordinate del sito (WGS84)	Latitudine 44.628917 Longitudine 11.270410	
Strategia di progettazione	Vita nominale (Vn): 50 anni Classe d'uso: II Coefficiente d'uso (Cu): 1,0 ag: 0,161g	

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	16285	44.6137	11.2437	2839.231
2	16286	44.6150	11.3138	3744.426
3	16064	44.6649	11.3121	5055.590
4	16063	44.6636	11.2418	4425.526

Parametri di pericolosità sismica.

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.048	2.476	0.257
SLD	50	0.059	2.517	0.272
SLV	475	0.161	2.555	0.276
SLC	975	0.213	2.519	0.282

12. 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.

12.1 Dati generali

La definizione del modello geotecnico del sottosuolo è stata fatta sulla base di indagini geognostiche e sismiche 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 V_s relativa ai differenti strati della colonna sismica, si sono considerati gli esiti delle indagini sismiche eseguite.

Stratigrafia

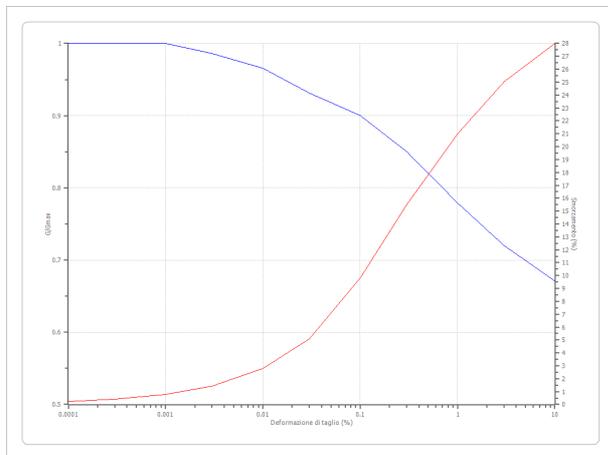
n.	Prof.tà [m]	Spess. [m]	Terreno	Gmax [MPa]	γ . [kN/m ³]	Vs [m/s]	Tensione verticale [kPa]
1	--	1.7	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	26.51	19.0	117.0	7.8
2	1.7	12.3	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	67.33	19.3	185.0	134.3
3	14.0	30.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	218.00	20.0	327.0	405.9
4	44.0	56.0	Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)	524.52	21.0	495.0	872.0
5	100.0	oo	Idriss (1990) Rock	947.50	22.0	650.0	1185.4

Strato con falda: 2

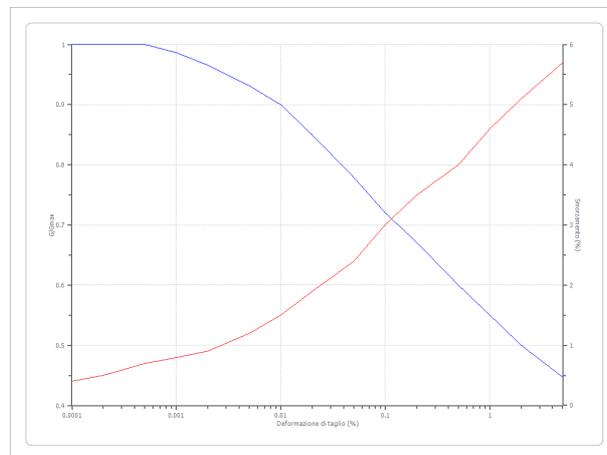
Strato rilevamento accelerogramma: 5 *Bedrock* – Affiorante (*outcrop*)

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

Idriss (1990) Clay (Seed and Sun 1989)



Idriss (1990) Rock



12.2 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 si è valutato di utilizzare sette accelerogrammi reali, registrati su roccia, spettro compatibili in media agli spettri di normativa definiti nelle NTC2008, estratti da SEISM-HOME di Eucentre, che permette di ottenere l'input sismico da utilizzare per analisi dinamiche non lineari, per un qualsiasi sito del territorio italiano riferiti ad un periodo di ritorno di 475 anni e 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 ($ag = 0,161g$).

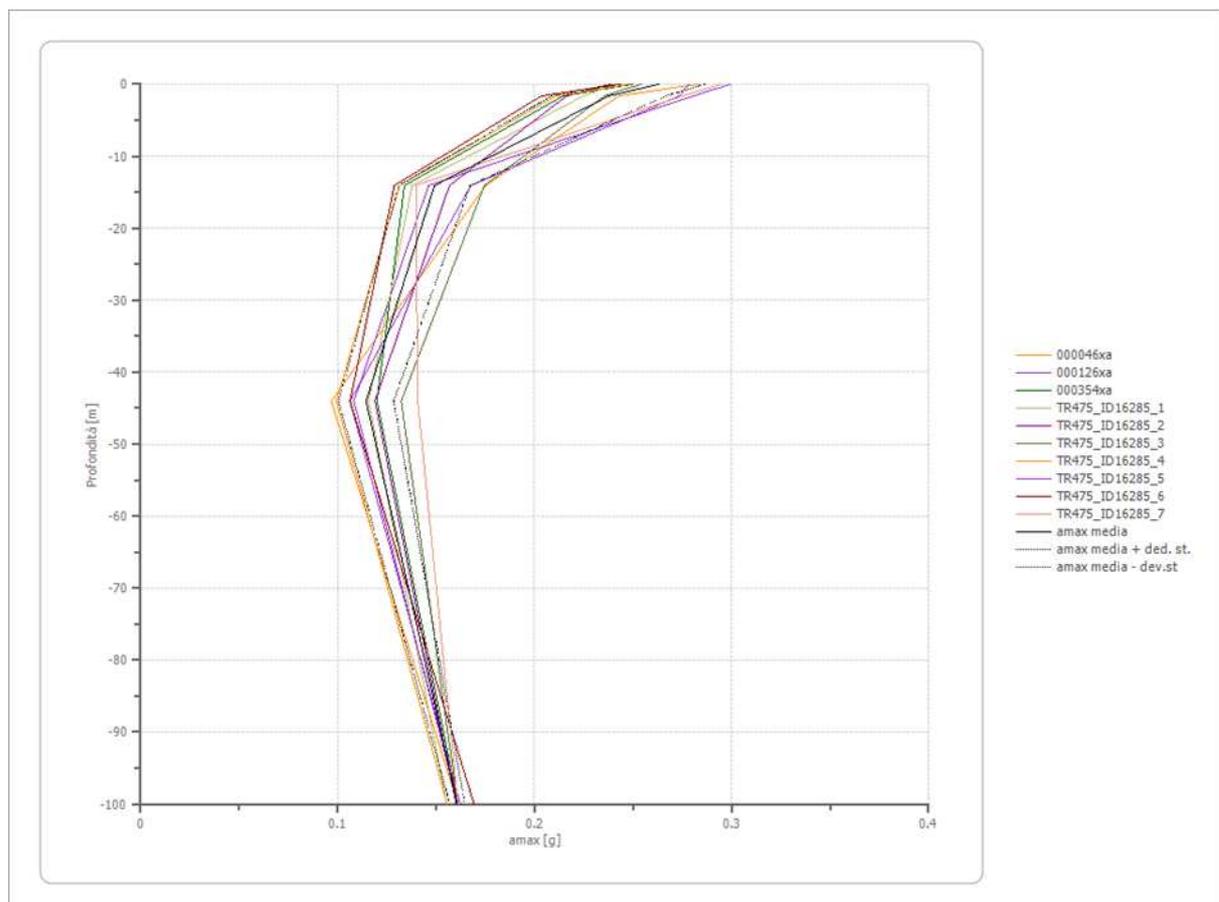
Le impostazioni di analisi adottate sono le seguenti.

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	1.7	14.0	44.0	100.0	--
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	--
Accelerogramma	P_{ga}				P_{ga0}	P_{ga}/P_{ga0}
046 [g]	0.283	0.243	0.175	0.097	0.161	1.757
0126 [g]	0.299	0.280	0.146	0.108	0.161	1.859
0354 [g]	0.250	0.214	0.134	0.120	0.161	1.551
TR475_ID16285_1 [g]	0.241	0.225	0.138	0.116	0.155	1.554
TR475_ID16285_2 [g]	0.238	0.216	0.157	0.119	0.160	1.488
TR475_ID16285_3 [g]	0.254	0.235	0.174	0.132	0.161	1.577
TR475_ID16285_4 [g]	0.248	0.211	0.131	0.099	0.156	1.591
TR475_ID16285_5 [g]	0.278	0.273	0.168	0.106	0.162	1.716
TR475_ID16285_6 [g]	0.243	0.203	0.129	0.106	0.169	1.439
TR475_ID16285_7 [g]	0.295	0.275	0.140	0.141	0.161	1.830
media [g]	0.263	0.238	0.149	0.114	0.161	1.6



SLV

Fattori di amplificazione ICMS 2008

Tai	0.160	[s]
Tvi	0.740	[s]
Tao	0.250	[s]
Tvo	0.700	[s]
Sami	3.898	[m/s ²]
Svmi	0.199	[m/s]
Samo	6.436	[m/s ²]
Svmo	0.377	[m/s]
Fa	1.651	[-]
Fv	1.891	[-]
TB	0.123	[s]
TC	0.368	[s]
TD	2.244	[s]
SA(0)	0.265	[g]
SA(TB)	0.656	[g]

Fattori di amplificazione su intensità spettrale

Periodo minimo [s]	Periodo massimo [s]	FA Housner
0.100	0.500	1.792
0.500	1.000	1.877
0.500	1.500	1.753
0.100	2.500	1.623

Spettro di accelerazione medio SLV

Periodo [s]	Accelerazione [g]								
0.00	0.2629	0.26	0.7674	0.52	0.4349	0.98	0.2034	2.25	0.0447
0.01	0.2630	0.27	0.7551	0.53	0.4215	1.00	0.1897	2.30	0.0435
0.02	0.2643	0.28	0.7416	0.54	0.4076	1.05	0.1715	2.35	0.0426
0.03	0.2708	0.29	0.7074	0.55	0.4015	1.10	0.1576	2.40	0.0419
0.04	0.2913	0.30	0.6757	0.56	0.3948	1.15	0.1511	2.50	0.0393
0.05	0.3304	0.31	0.6709	0.57	0.3861	1.20	0.1401	2.60	0.0365
0.06	0.3912	0.32	0.6733	0.58	0.3812	1.25	0.1300	2.70	0.0334
0.07	0.4228	0.33	0.6715	0.60	0.3694	1.30	0.1170	2.80	0.0303
0.08	0.4289	0.34	0.6625	0.62	0.3574	1.35	0.1122	2.90	0.0281
0.09	0.4597	0.35	0.6426	0.64	0.3549	1.40	0.1024	3.00	0.0277
0.10	0.4851	0.36	0.6510	0.66	0.3512	1.45	0.0937	3.10	0.0271
0.11	0.5185	0.37	0.6589	0.68	0.3447	1.50	0.0882	3.20	0.0271
0.12	0.5346	0.38	0.6547	0.70	0.3368	1.55	0.0849	3.30	0.0256
0.13	0.5735	0.39	0.6385	0.72	0.3292	1.60	0.0800	3.40	0.0233
0.14	0.5872	0.40	0.6162	0.74	0.3118	1.65	0.0753	3.50	0.0210
0.15	0.5602	0.41	0.5923	0.76	0.2928	1.70	0.0704	3.60	0.0189
0.16	0.5763	0.42	0.5681	0.78	0.2825	1.75	0.0666	3.70	0.0176
0.17	0.5713	0.43	0.5498	0.80	0.2750	1.80	0.0626	3.80	0.0174
0.18	0.5733	0.44	0.5322	0.82	0.2687	1.85	0.0610	3.90	0.0170
0.19	0.5870	0.45	0.5246	0.84	0.2597	1.90	0.0591	4.00	0.0160
0.20	0.5953	0.46	0.5211	0.86	0.2468	1.95	0.0564		
0.21	0.6136	0.47	0.5126	0.88	0.2393	2.00	0.0526		
0.22	0.6554	0.48	0.4958	0.90	0.2364	2.05	0.0518		
0.23	0.7009	0.49	0.4825	0.92	0.2333	2.10	0.0495		
0.24	0.7661	0.50	0.4723	0.94	0.2266	2.15	0.0472		
0.25	0.7694	0.51	0.4534	0.96	0.2164	2.20	0.0462		

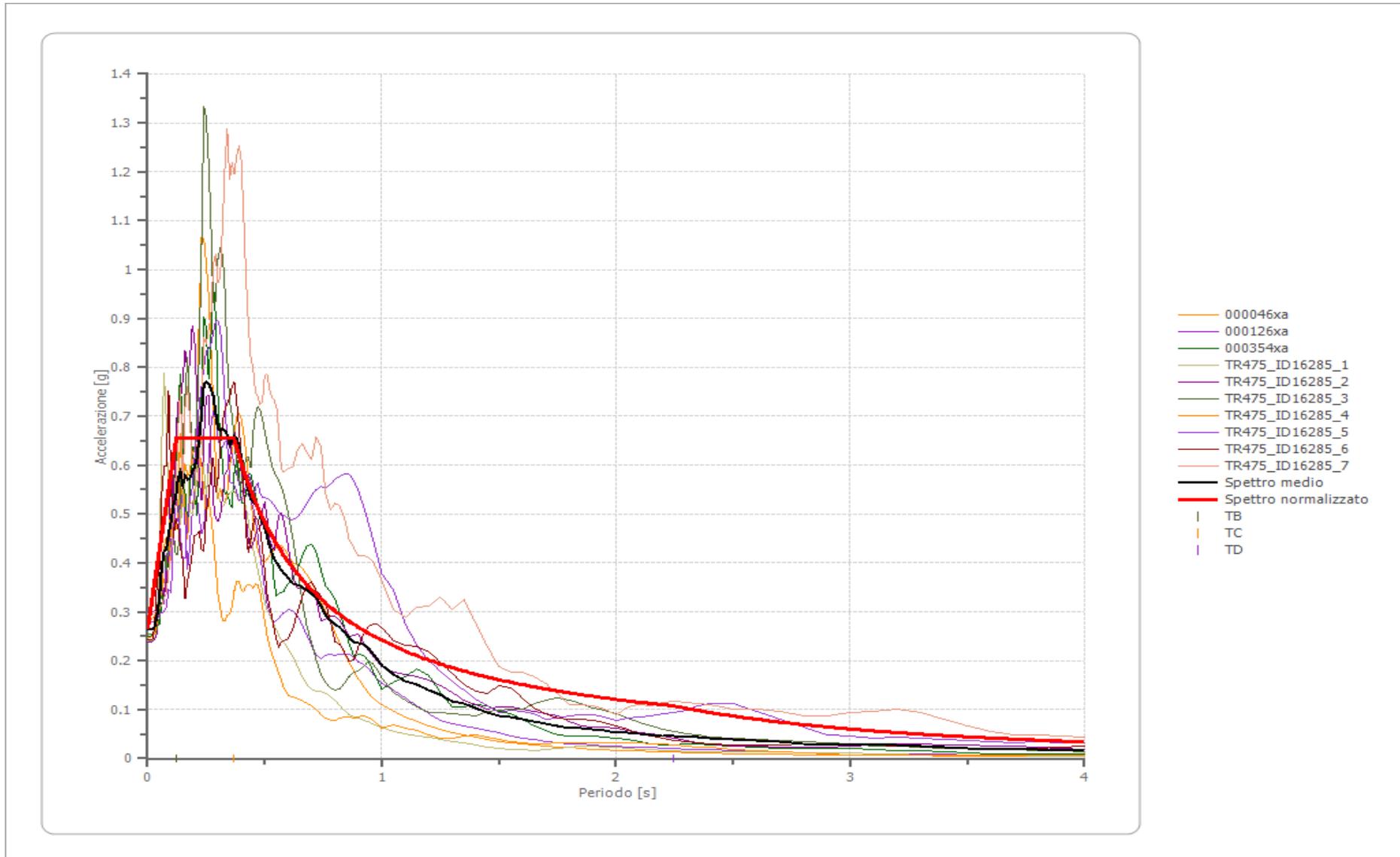
Spettro normalizzato SLV

Periodo [s]	Accelerazione [g]								
0.00	0.2654	0.26	0.6561	0.52	0.4644	0.98	0.2464	2.25	0.1073
0.01	0.2973	0.27	0.6561	0.53	0.4556	1.00	0.2415	2.30	0.1050
0.02	0.3291	0.28	0.6561	0.54	0.4472	1.05	0.2300	2.35	0.1028
0.03	0.3609	0.29	0.6561	0.55	0.4390	1.10	0.2195	2.40	0.1006
0.04	0.3928	0.30	0.6561	0.56	0.4312	1.15	0.2100	2.50	0.0966
0.05	0.4246	0.31	0.6561	0.57	0.4236	1.20	0.2012	2.60	0.0929
0.06	0.4565	0.32	0.6561	0.58	0.4163	1.25	0.1932	2.70	0.0894
0.07	0.4883	0.33	0.6561	0.60	0.4024	1.30	0.1857	2.80	0.0862
0.08	0.5202	0.34	0.6561	0.62	0.3895	1.35	0.1789	2.90	0.0833
0.09	0.5520	0.35	0.6561	0.64	0.3773	1.40	0.1725	3.00	0.0805
0.10	0.5838	0.36	0.6561	0.66	0.3659	1.45	0.1665	3.10	0.0779
0.11	0.6157	0.37	0.6526	0.68	0.3551	1.50	0.1610	3.20	0.0755
0.12	0.6475	0.38	0.6354	0.70	0.3450	1.55	0.1558	3.30	0.0732
0.13	0.6561	0.39	0.6192	0.72	0.3354	1.60	0.1509	3.40	0.0710
0.14	0.6561	0.40	0.6037	0.74	0.3263	1.65	0.1463	3.50	0.0690
0.15	0.6561	0.41	0.5890	0.76	0.3177	1.70	0.1420	3.60	0.0671
0.16	0.6561	0.42	0.5749	0.78	0.3096	1.75	0.1380	3.70	0.0653
0.17	0.6561	0.43	0.5616	0.80	0.3018	1.80	0.1341	3.80	0.0635
0.18	0.6561	0.44	0.5488	0.82	0.2945	1.85	0.1305	3.90	0.0619
0.19	0.6561	0.45	0.5366	0.84	0.2875	1.90	0.1271	4.00	0.0604
0.20	0.6561	0.46	0.5249	0.86	0.2808	1.95	0.1238		
0.21	0.6561	0.47	0.5138	0.88	0.2744	2.00	0.1207		
0.22	0.6561	0.48	0.5031	0.90	0.2683	2.05	0.1178		
0.23	0.6561	0.49	0.4928	0.92	0.2625	2.10	0.1150		
0.24	0.6561	0.50	0.4829	0.94	0.2569	2.15	0.1123		
0.25	0.6561	0.51	0.4735	0.96	0.2515	2.20	0.1098		

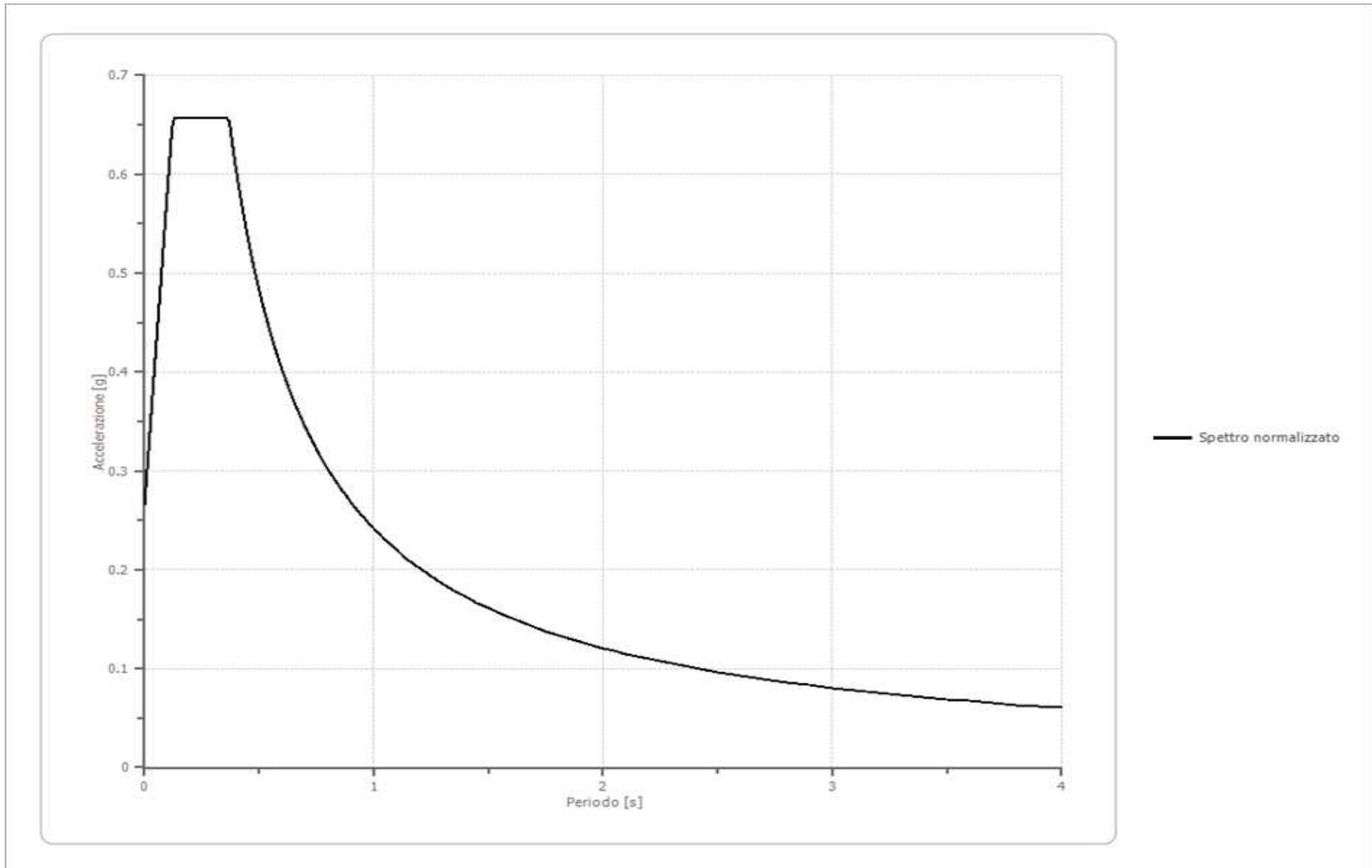
Parametri spettro normalizzato SLV

Ag [g]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
0.265	2.472	--	0.123	0.368	2.244	0.265	0.656

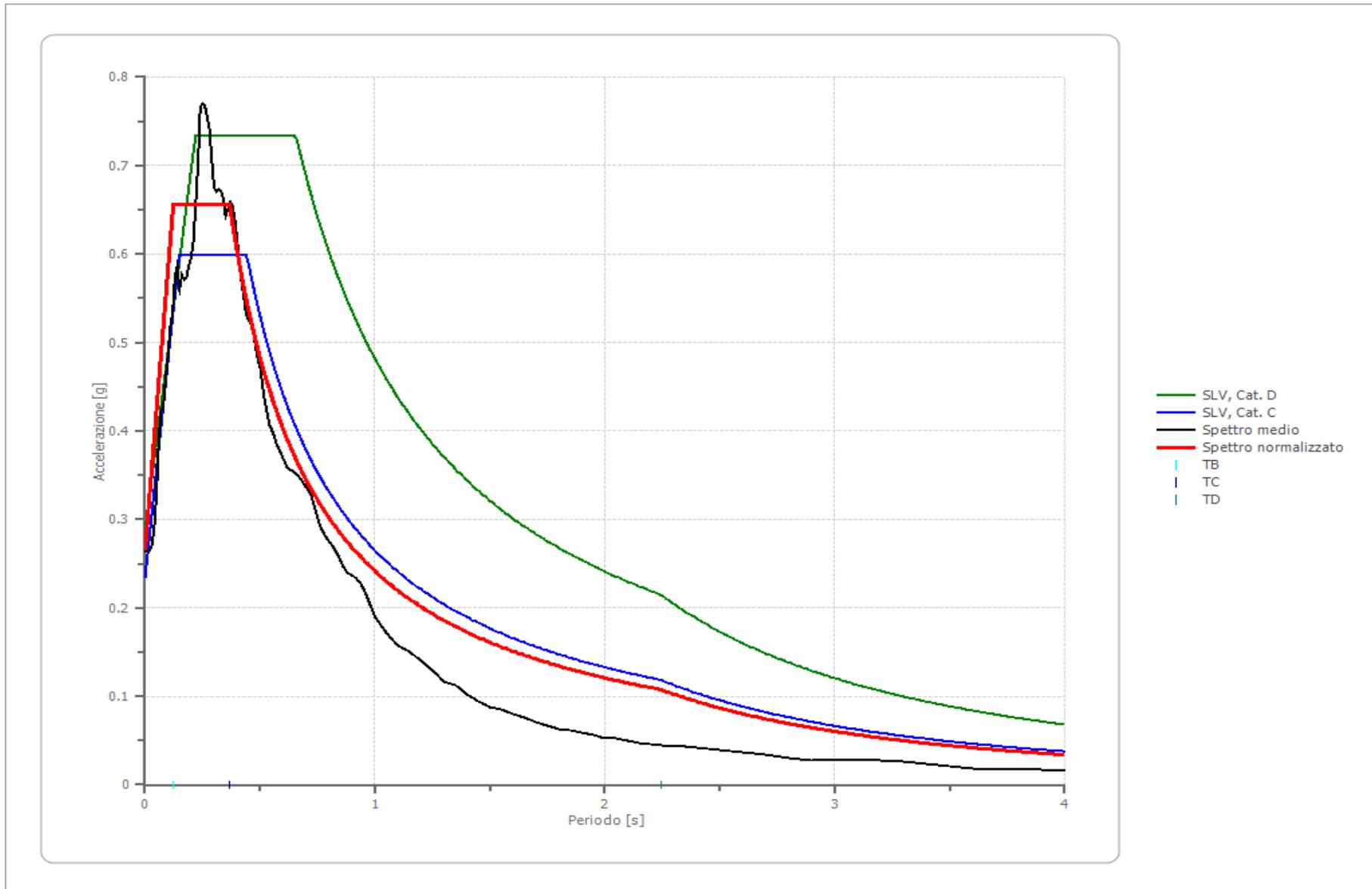
Confronto tra spettri elaborati, spettro medio e spettro normalizzato SLV



Spettro normalizzato SLV



Confronto con gli spettri NTC



13. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

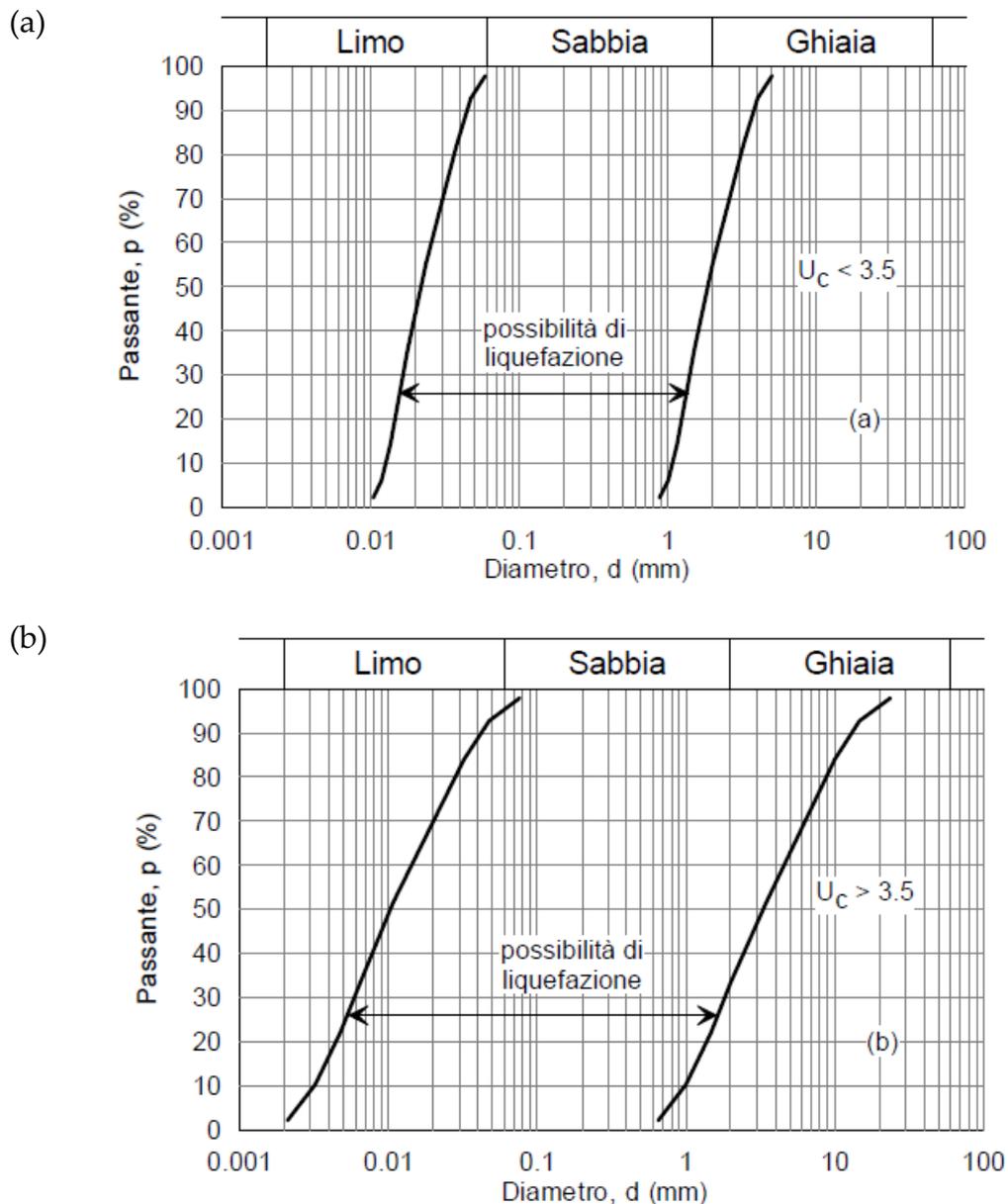
In occasione di un evento sismico particolare attenzione deve essere posta nella liquefazione dei terreni, ovvero la fluidificazione degli stessi con perdita improvvisa della resistenza al taglio, tendenza all'addensamento e conseguente riduzione di volume.

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

1. Accelerazioni massime attese al p.c. in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g; nel nostro caso $a_{maxs} = 0,265g$ (*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 $3,40 \div 3,80$ m dal p.c. attuale (*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 lenti sabbiose di scarso addensamento (*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:

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

dove:

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

a_{maxs} = accelerazione massima al sito = $S \cdot a_g = 0,265g$;

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

rd = 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. A2 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 .

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 $F_s < 1,2$.

14. 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:

$$F(z) = 0 \quad \text{per } FSL \geq 1,2$$

$$F(z) = 2 \cdot 10^6 \exp(-18,427 \cdot FSL) \quad \text{per } 1,2 > FSL > 0,95$$

$$F(z) = 1 - FSL \quad \text{per } FSL \leq 0,95$$

$$w(z) = 10 - 0,5 \times z$$

z = profondità dal piano campagna;

z_{crit} = profondità critica pari a 15 m.

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 \geq 1,2)
$0 < IL \leq 2$	Basso
$2 < IL \leq 5$	Moderato
$5 < IL \leq 15$	Alto
IL > 15	Molto alto

Nell'area in esame le valutazioni analitiche hanno espresso un Indice del potenziale di Liquefazione IL variabile da 0,0 a 1,9, traducibile in altri termini in un rischio di liquefazione "Basso".

Uno schema delle verifiche eseguite e un quadro riepilogativo dei valori ottenuti viene riportato in allegato.

15. STIMA DEI CEDIMENTI INDOTTI DALL'AZIONE SISMICA

La stima dei cedimenti permanenti indotti dall'azione sismica, è stata condotta per i sedimenti fini coesivi a comportamento argilloso e 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).

Nei sedimenti saturi a comportamento granulare (zone A1 e A2 della carta di Robertson) la stima dei cedimenti è stata effettuata utilizzando la metodologia di Zhang t al. (2002) in accordo con Robertson (2009), con il cedimento ottenuto mediante la valutazione della deformazione volumetrica post sismica indotta, calcolata in funzione della resistenza penetrometrica normalizzata e del fattore di sicurezza a liquefazione.

Il calcolo è stato effettuato con l'ausilio del programma CLiq della Geologismiki Geotechnical Software; i diagrammi di flusso delle procedure impiegate sono riportate in allegato.

Per i sedimenti fini coesivi a comportamento argilloso (zone B e C della carta di Robertson) il cedimento dovuto sia a fenomeni di riconsolidazione che a deformazioni di taglio indotte dalle sollecitazioni cicliche è stato stimato sulla base del metodo proposto da Robertson (2009) che si basa sulla valutazione del fattore di sicurezza alla deformazione post sismica, considerando il rapporto di resistenza ciclica del terreno (CRR) corrispondente al raggiungimento di una deformazione di taglio pari al 3% per un terremoto di riferimento di magnitudo pari a 7.5.

Per i sedimenti a comportamento granulare non saturi non si è proceduto ad alcuna determinazione in quanto gli stessi non sono presenti.

Nella tabella seguente sono riassunti i valori dei cedimenti sismici (s) calcolati.

Prova	Cedimenti terreni granulari saturi (cm)	Cedimenti terreni fini saturi (cm)	Cedimenti totali (cm)
CPTU 1	3,9	0,4	4,3
CPTU 2	0,5	0,2	0,7
CPTU 3	0,3	0,2	0,5
CPTU 4	2,0	-	2,0

16. 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:

$$Ed \leq Rd$$

dove:

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

Rd: valore di progetto della resistenza del terreno.

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

Come visto in precedenza i litotipi presenti nell'area indagata, al disotto di un sottile orizzonte di terreno pedogenizzato sono essenzialmente rappresentati da terreni coesivi (limi argillosi) di consistenza da plastica a plastica dura che, da una profondità media di 1,20÷1,80 m, assumono consistenza da plastica tenera a plastica molle.

I terreni del primo sottosuolo sono caratterizzati dalla presenza di una falda freatica di superficie, il cui livello statico alla data di esecuzione dell'indagine nei fori di prova è stata misurata ad una profondità media di 3,40÷3,80 m rispetto al p.c. attuale, presumibilmente soggetta a variazioni stagionali.

Di seguito, utilizzando i parametri di resistenza meccanica misurati nel corso delle penetrometrie statiche eseguite, in modo indicativo, non essendo a conoscenza della tipologia dei fabbricati in progetto e dell'approfondimento delle fondazioni degli stessi, si verifica la capacità portante dei suddetti terreni prendendo in esame sistemi fondali diretti di tipo nastriforme attestati, rispetto al p.c. attuale, alla profondità di 1,00 m.

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

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

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

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

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

dove:

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

B = larghezza della fondazione;

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

c' = coesione del terreno;

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

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

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

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

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

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

z_γ ; z_c ; z_q = fattori correzione sismico inerziale;

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

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

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

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

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 $\beta = 0$, 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	$\tan \varphi' k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coazione efficace	$c' k$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{c_u}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1,00	1,00

Il valore caratteristico della coazione 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 cud .

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

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

dove:

kh = coefficiente sismico orizzontale.

Per un valore di kh pari a 0,085, si ottiene un valore di z_c pari a 0,973.

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 della fondazione, otteniamo:

Profondità fondazione = 1,00 m; B < 2,00 m

$$a_{max} = 0,265g$$

$$\beta_s = 0,28$$

$$s_c = 1,0;$$

$$z_c = 0,976;$$

$$r_g = 1,0.$$

- Approccio 2 (A1+M1+R3)

Punto N	Litologia	C_{uk} (kPa)	C_{ud} (kPa)	$\varphi'k$ (°)	$\varphi'd$ (°)	γ_R	Rd (kPa)
1	LA	40	40	-	-	2,3	95,5
2	LA	35	35	-	-	2,3	84,6
3	LA	25	25	-	-	2,3	62,8
4	LA	45	45	-	-	2,3	106,4

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

17. SCHEDA DI SINTESI

- CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICO GEOTECNICA PRELIMINARE

Inquadramento geologico generale	Settore deposizionale della bassa Pianura Padana; ambito di conoide di rotta; assenza di processi morfodinamici.
Assetto geolitologico	
Indagine geognostica e prove di riferimento	4 CPTU della lunghezza di 20,00 m dal p.c. attuale, 2 sondaggi della lunghezza di 3,00 m.
Interferenza con falda	Falda evidenziata ad una profondità media di 3,40÷3,80 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 nastriformi, non considerando la superficie efficace degli stessi, consentono valori di resistenza di progetto compresi tra 62,8 kN/m ² e 106,4 kN/m ² nel caso di "Approccio 2".
Condizioni di fattibilità e prescrizioni	<p>Terreni che consentono normali tecniche costruttive (fondazioni superficiali); nel caso di edifici di particolare impegno costruttivo vi possono essere limitazioni dovute a pressioni di esercizio elevate o all'ammissibilità dei cedimenti.</p> <p>Gli eventuali scavi e il riutilizzo dei materiali scavati sono subordinati al rispetto delle normative vigenti.</p>

CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Indagini sismiche	Masw abbinata a misura del Rumore Sismico Passivo (microtremori).
Pericolosità sismica PTCP e PSC	Area soggetta ad amplificazione per caratteristiche litologiche e a potenziale presenza di terreni predisponenti la liquefazione" (approfondimenti preliminari di III Livello).
Modellazione sismica	$A_g = 0,161g$; Categoria Topografica T1; coefficiente di amplificazione topografica 1; $V_{seq} = 223$ m/s; Categoria di sottosuolo C.
Microzonazione sismica II Livello	Macrocontesto: Pianura 2; $V_{s30} = 223$ m/sec; FA PGA = 1,7; FA SI1 = 2,0; FA SI2 = 3,0; FA SI3 = 3,3; PGA = 0,274g
Analisi sismica III Livello	FA PGA = 1,6; FA SI1 = 1,8; FA SI2 = 1,9; FA SI3 = 1,7; PGA = 0,265g
Liquefazione	$0 < IL < 1,9$
Cedimenti post sismici (s)	$0,5 < s < 4,3$ cm
Condizioni di fattibilità e prescrizioni	Nessun elemento escludente o limitativo per gli interventi previsti.

Casalecchio di Reno, 08 Novembre 2018



ALLEGATI

GEO-PROBE S.r.l.

Indagini Geognostiche

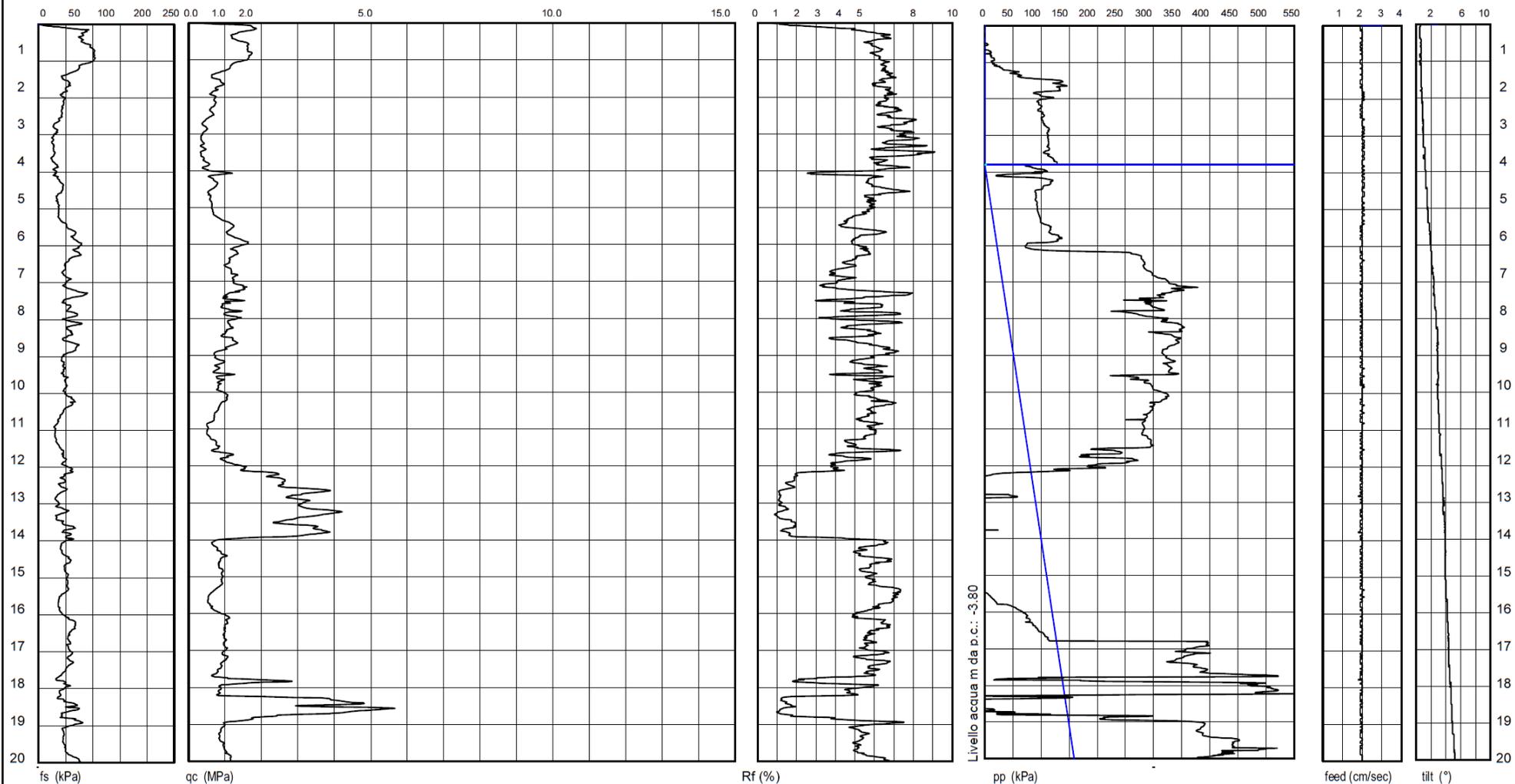
40033 Casalecchio di Reno (BO)
Via Cimarsa, 119 - Tel. 051/61.33.072

CPTU (piezo cone penetration test) N. 1

Committente : Istituto Diocesano per il Sostentamento del Clero
Località : Sala Bolognese (BO) Cantiere: Padulle
Attrezzatura: Punta Pagani Mod. MK386 - Penetrometro da 200 kN
Note: ---

Rapporto di Prova N. 18.0784/RSP

Quota : ---
Preforo : 0.00 m
Data Prova : 19/10/2018
Codice Lavoro : 2018.131



Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_005	ASTM D5578-12	18.0784/RSP	0	19/10/2018	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE s.r.l.
Indagini Geognostiche

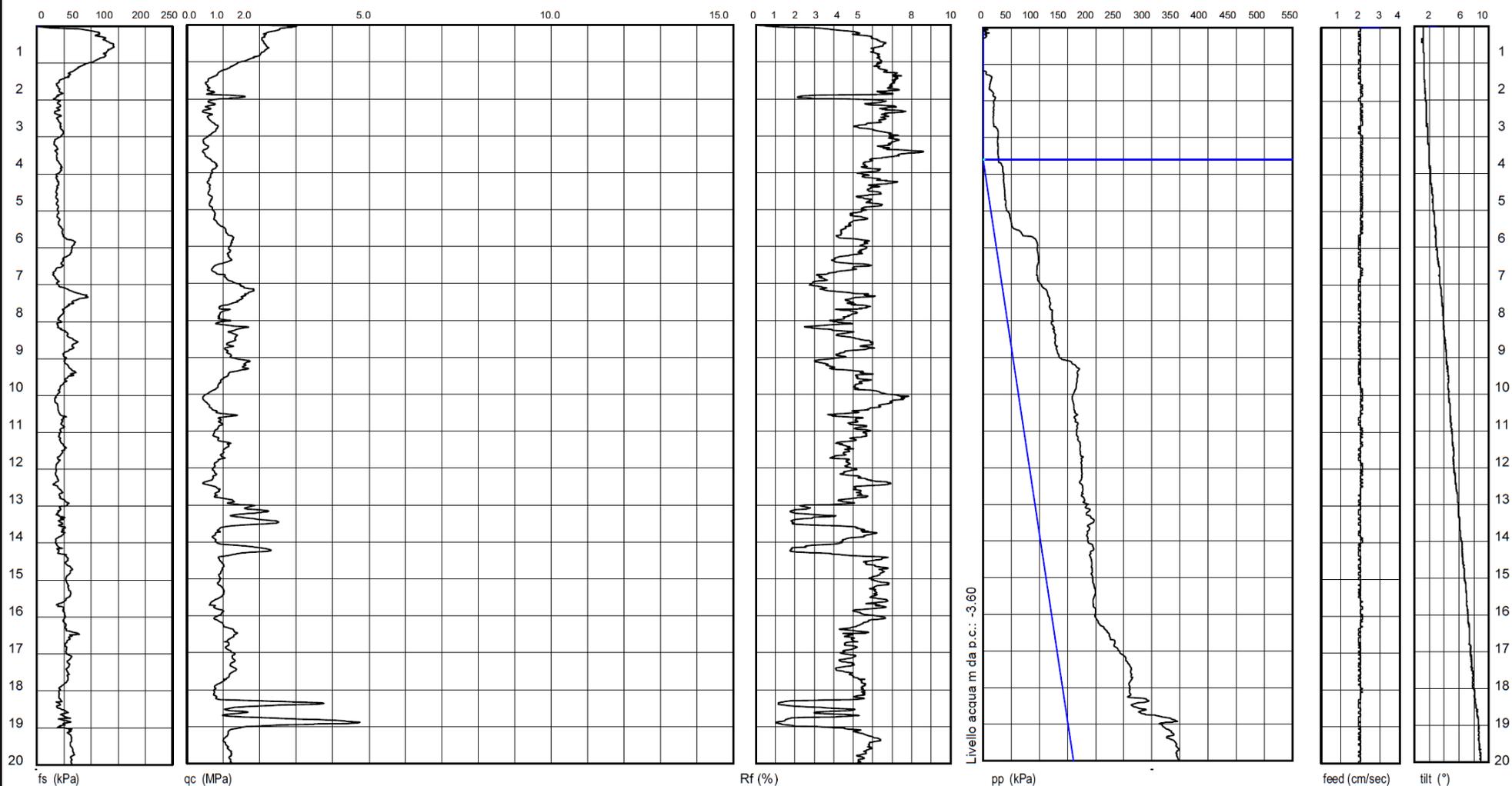
40033 Casalecchio di Reno (BO)
Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

C P T U (piezo cone penetration test) N. 2

Committente : Istituto Diocesano per il Sostentamento del Clero
Località : Sala Bolognese (BO) Cantiere: Padulle
Attrezzatura: Punta Pagani Mod. MK386 - Penetrometro da 200 kN
Note: ---

Rapporto di Prova N. 18.0785/RSP

Quota : ---
Preforo : 0.00 m
Data Prova : 19/10/2018
Codice Lavoro : 2018.131



Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_005	ASTM D5578-12	18.0785/RSP	0	19/10/2018	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l.
Indagini Geognostiche

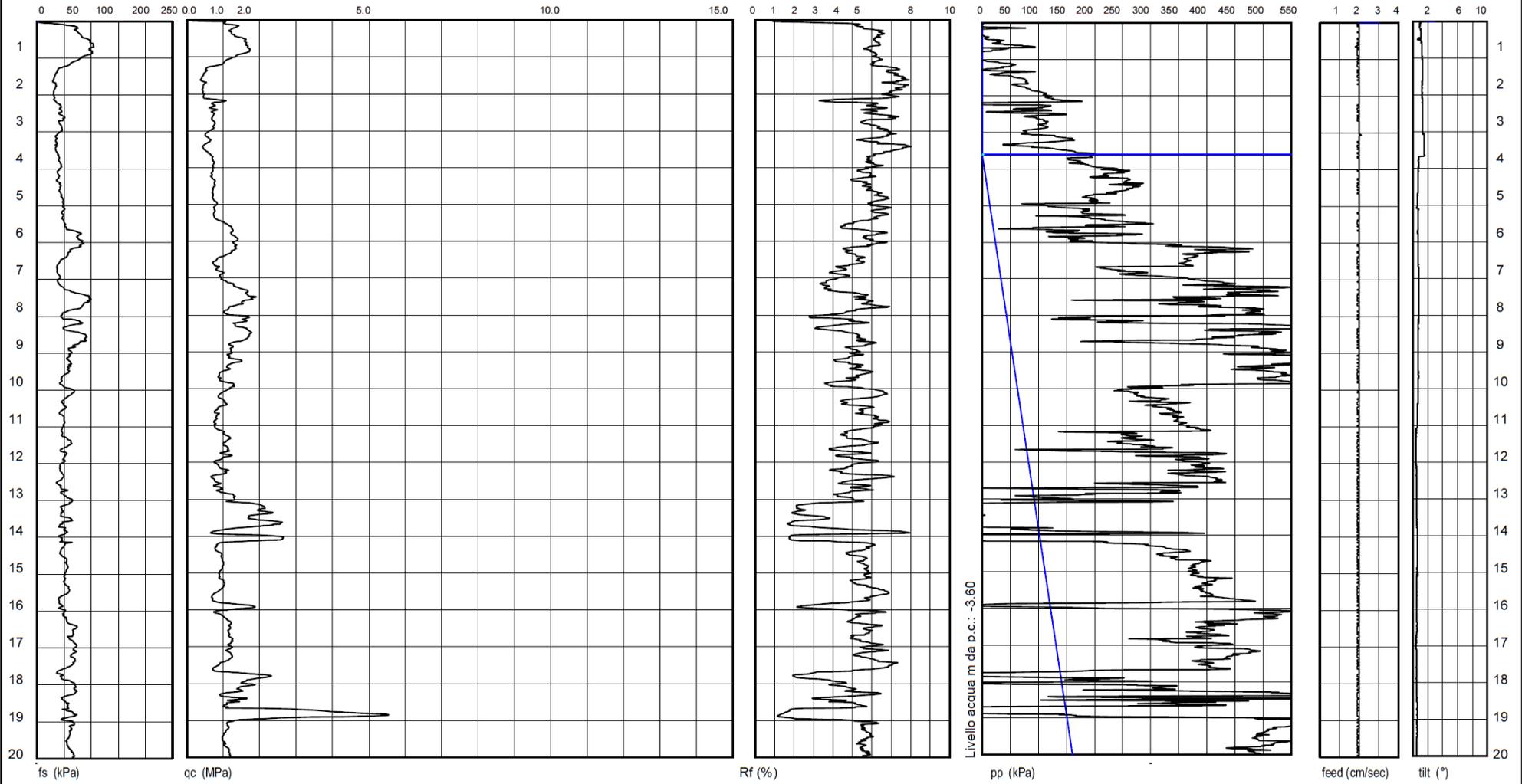
40033 Casalecchio di Reno (BO)
Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

C P T U (piezo cone penetration test) N. 3

Committente : Istituto Diocesano per il Sostentamento del Clero
Località : Sala Bolognese (BO) Cantiere: Padulle
Attrezzatura: Punta Pagani Mod. MK386 - Penetrometro da 200 kN
Note: ---

Rapporto di Prova N. 18.0786/RSP

Quota : ---
Preforo : 0.00 m
Data Prova : 19/10/2018
Codice Lavoro : 2018.131



Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_005	ASTM D5578-12	18.0786/RSP	0	19/10/2018	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE S.r.l.
Indagini Geognostiche

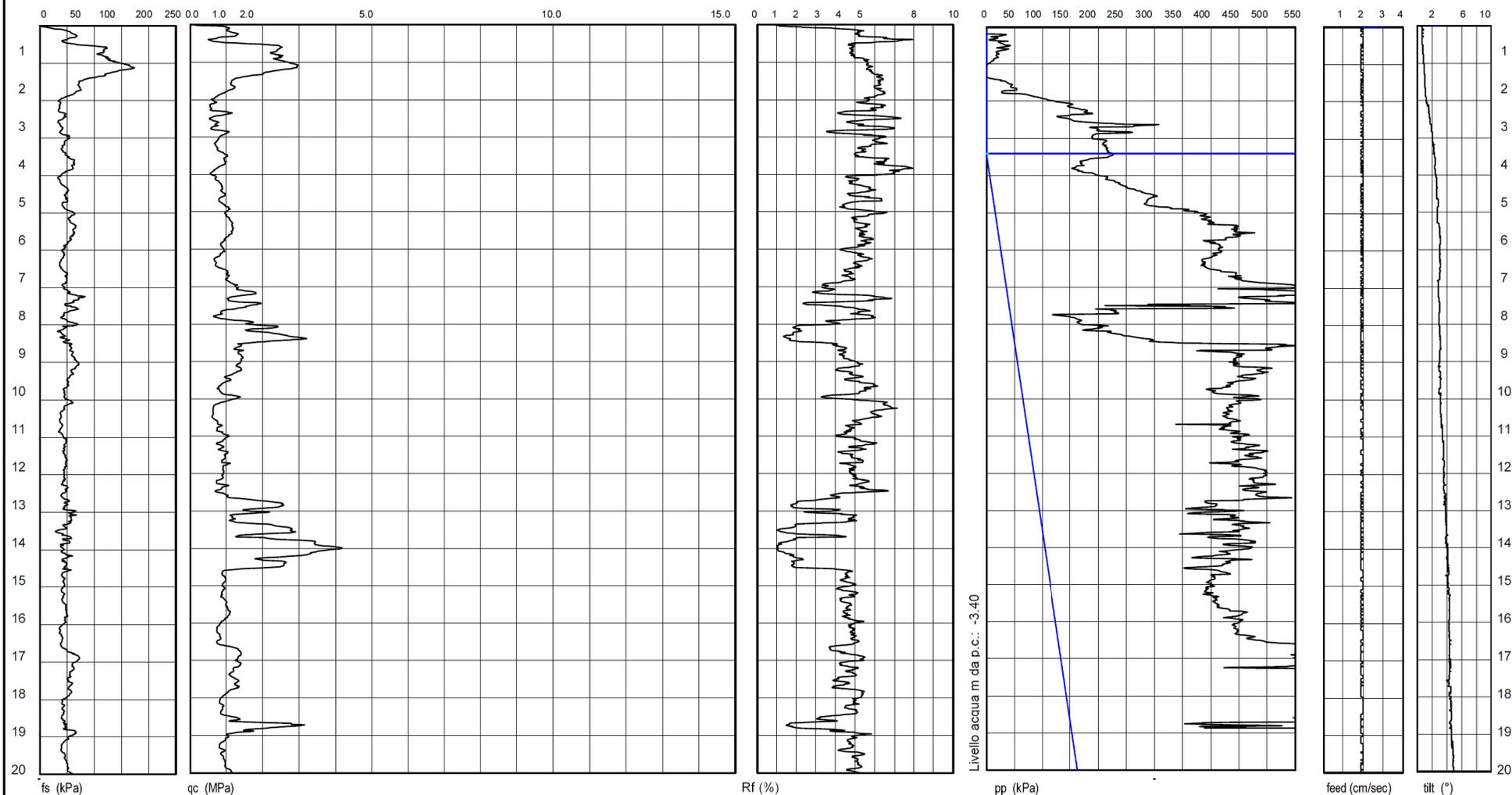
40033 Casalecchio di Reno (BO)
Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

C P T U (piezo cone penetration test) N. 4

Committente : Istituto Diocesano per il Sostentamento del Clero
Località : Sala Bolognese (BO) Cantiere: Padulle
Attrezzatura: Punta Pagani Mod. MK386 - Penetrometro da 200 kN
Note: ---

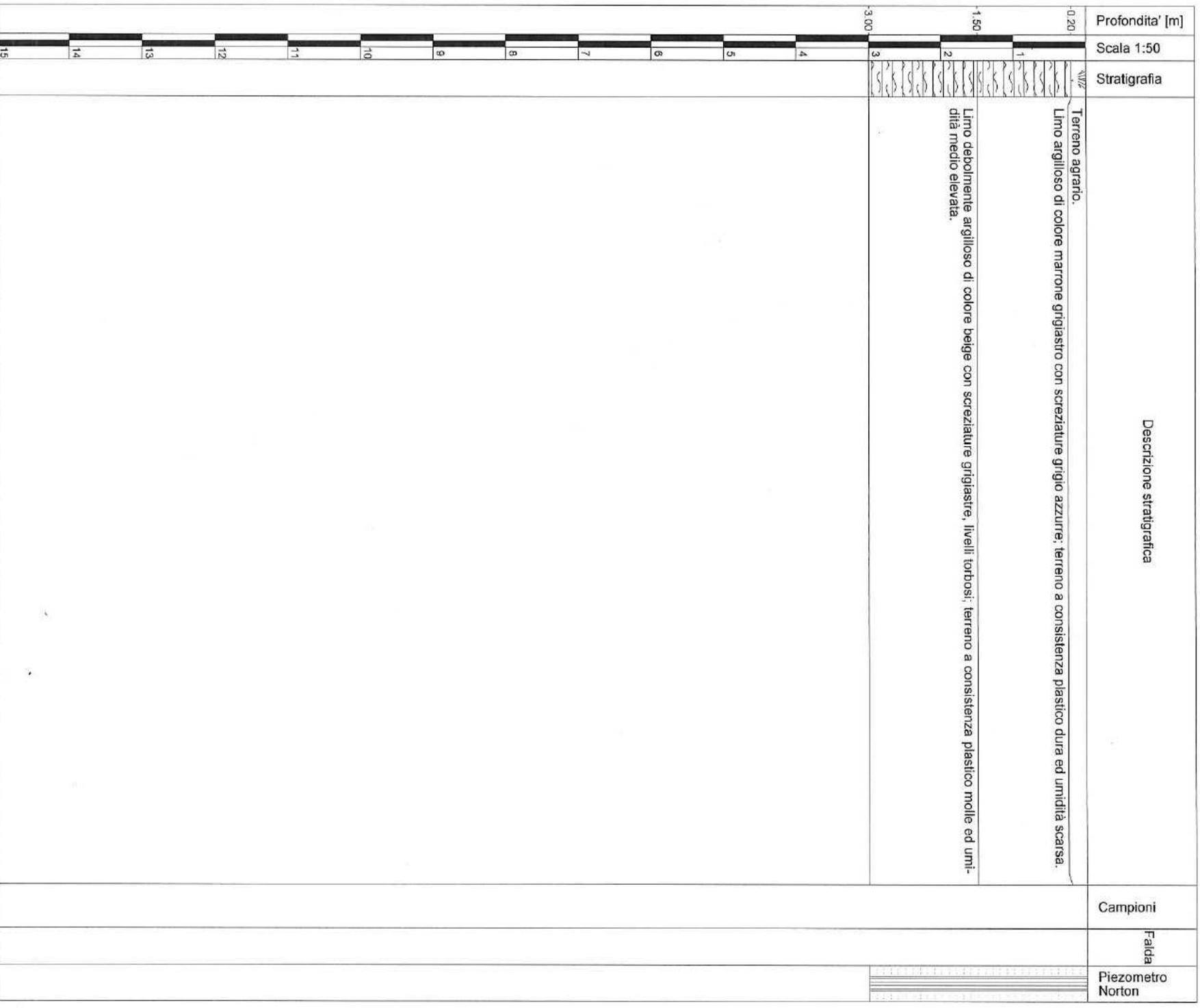
Rapporto di Prova N. 18.0787/RSP

Quota : ---
Preforo : 0.00 m
Data Prova : 19/10/2018
Codice Lavoro : 2018.131



Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_005	ASTM D5578-12	18.0787/RSP	0	19/10/2018	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

GEO-PROBE s.r.l. Indagini Geognostiche 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO) Via Cimaraosa, 119 - Tel. 051/61.33.072		Committente: Istituto Diocesano per il Sostentamento del Clero Località: <u>Sala Bolognese (BO)</u>		Quota: <u>--</u> Profondità: <u>3,00 m</u>		Rap. Pr. N°18.0789/RSP Codice Lavoro2018.131	
		Carliere: <u>Padulle</u> Perforazione: <u>TIVellazione a secco d 120 mm</u>		Data Inizio: <u>05/10/2018</u> Data Fine: <u>19/10/2018</u>		SONDAGGIO 2	
Altezzatura: <u>Unimog U400L</u>		Il geologo: <u>Dr. Conti</u>		Il Direttore di Laboratorio <u>Dr. L. Conti</u>		FOGLIO 1/1	
Procedura di Prova <u>--</u>	Rapporto di Prova N° <u>18.0789/RSP</u>	Rev. <u>0</u>	Data di emissione <u>19/10/2018</u>	Lo Sperimentatore <u>Dr. Conti</u>	Il Direttore di Laboratorio <u>Dr. L. Conti</u>		



Indagine sismica MASW

2018.090/RG



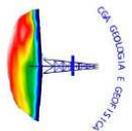
Studio Tecnico Associato di Consulenze di Geologia e Ambiente del Dott. Geol. F. Barbieri e del Dott. Geol. M. Ropa

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

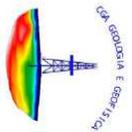
Email: cgastudio@cgastudio.eu

Committente:	GEOPROBE S.r.l.
Prova:	Masw a 1 Shot 24 Canali
Località:	Padulle - Comune di Sala Bolognese (BO)
Data:	29-ott-18
Certificato:	A1303GF629 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>	6
<i>Interpretazione</i>	6
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 presso la Padulle - Comune di Sala Bolognese (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:

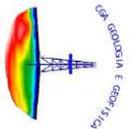
- acquisizione delle onde superficiali;
- costruzione delle curve di dispersione (grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza);
- inversione delle curve di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s .

MODALITÀ ESECUTIVE

Le indagini MASW vengono eseguite disponendo sul terreno almeno 24 sensori (geofoni) in questo caso 48, 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: 164 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	
Intervali di campionamento: 1/80, 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 368 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 (eq.root of R _o)
Open Circuit Damping	0.34 ± 20%
Damping Constant with 380 Ohm Coil	762
Optional Coil Resistance ± 5%	56,16 Ohms
Moving Mass ± 5%	23.6 g
Typical Case to Coil Motion P-P	0.18 cm
Harmonic Distortion with Deriving Velocity of 0.7 m/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 0.3439 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:

$$z_f = a \lambda_f$$

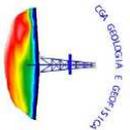
dove:

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	1.72	117.68
2	2.15	185.01
3	2.68	198.35
4	3.35	191.51
5	4.19	167.96
6	5.24	232.19
7	6.55	351.19
8	8.18	376.28
9	10.23	349.94
10	11.07	443.90

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 $V_{s\,eq}$ è stata ottenuta utilizzando la formula:

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

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 $V_{s\,eq}$, 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]
223.34

Tabella n° 5 – Valore calcolato di $V_{s\,eq}$ Linea L1

PROPRIETÀ GEOFISICHE DEI TERRENI

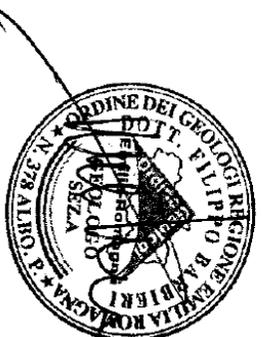
In Appendice 1 sono rappresentati graficamente le colonne sismostratigrafiche relative ai parametri geofisici, di seguito riassunti in forma tabellare:

Profondità	Vp (m/s)	Vs (m/s)	γ_{din} (kN/m ³)	E (Mpa)	G0 (Mpa)
0,00	288.25	117.68	14.67	58.00	20.72
1.72	288.25	117.68	14.67	58.00	20.72
3.86	453.17	185.01	15.99	156.24	55.80
6.54	485.86	198.35	16.20	181.99	65.00
9.90	469.09	191.51	16.09	168.51	60.18
14.09	411.42	167.96	15.70	126.43	45.15
19.32	568.76	232.19	16.69	256.96	91.77
25.87	860.23	351.19	18.06	635.89	227.10
34.05	921.68	376.28	18.30	739.63	264.15
44.28	857.17	349.94	18.05	630.95	225.34
55.36	1087.32	443.90	18.88	1062.18	379.35

Tabella n° 6 – Parametri geofisici

San Giovanni in Persiceto, 29 ottobre 2018

I Geologi :





APPENDICE 1

Figure ed elaborati grafici



COMMITTENTE: GEOPROBE S.r.l.

CANTIERE: Padulle - Comune di Sala Bolognese (BO)

CONSULENZA GEOFISICA: Studio Tec. Ass. CGA

UBICAZIONE PROVA A1303GF629 MASW





COMMITTENTE: GEOPROBE S.r.l.

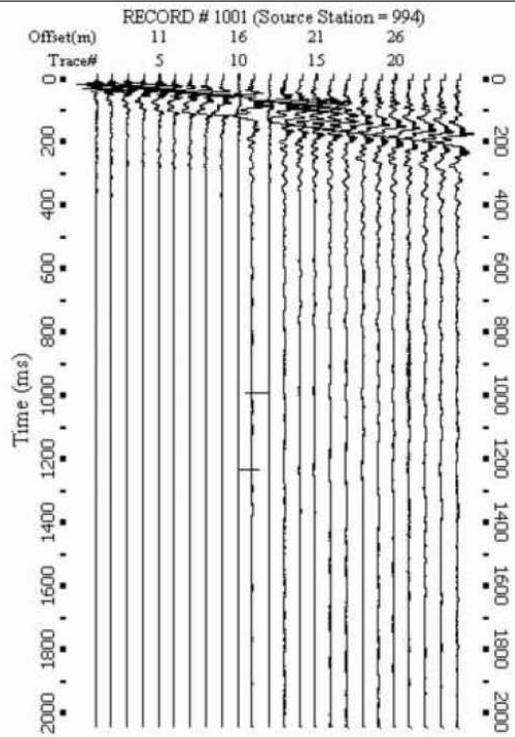
CANTIERE: Padulle - Comune di Sala Bolognese (BO)

PROVA: MASW a 1 Shot

CONSULENZA GEOFISICA: Studio Tec. Ass. CGA

DATA DI ESECUZIONE: 29/10/2018

CERTIFICATO N°: A1303GF629 MASW



Sismogramma A1303GF629/MASW

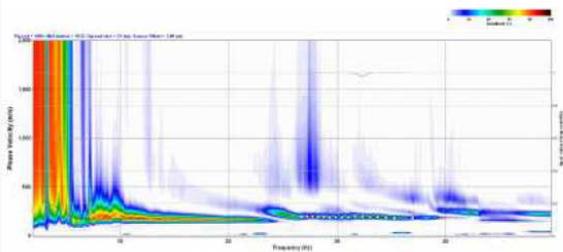
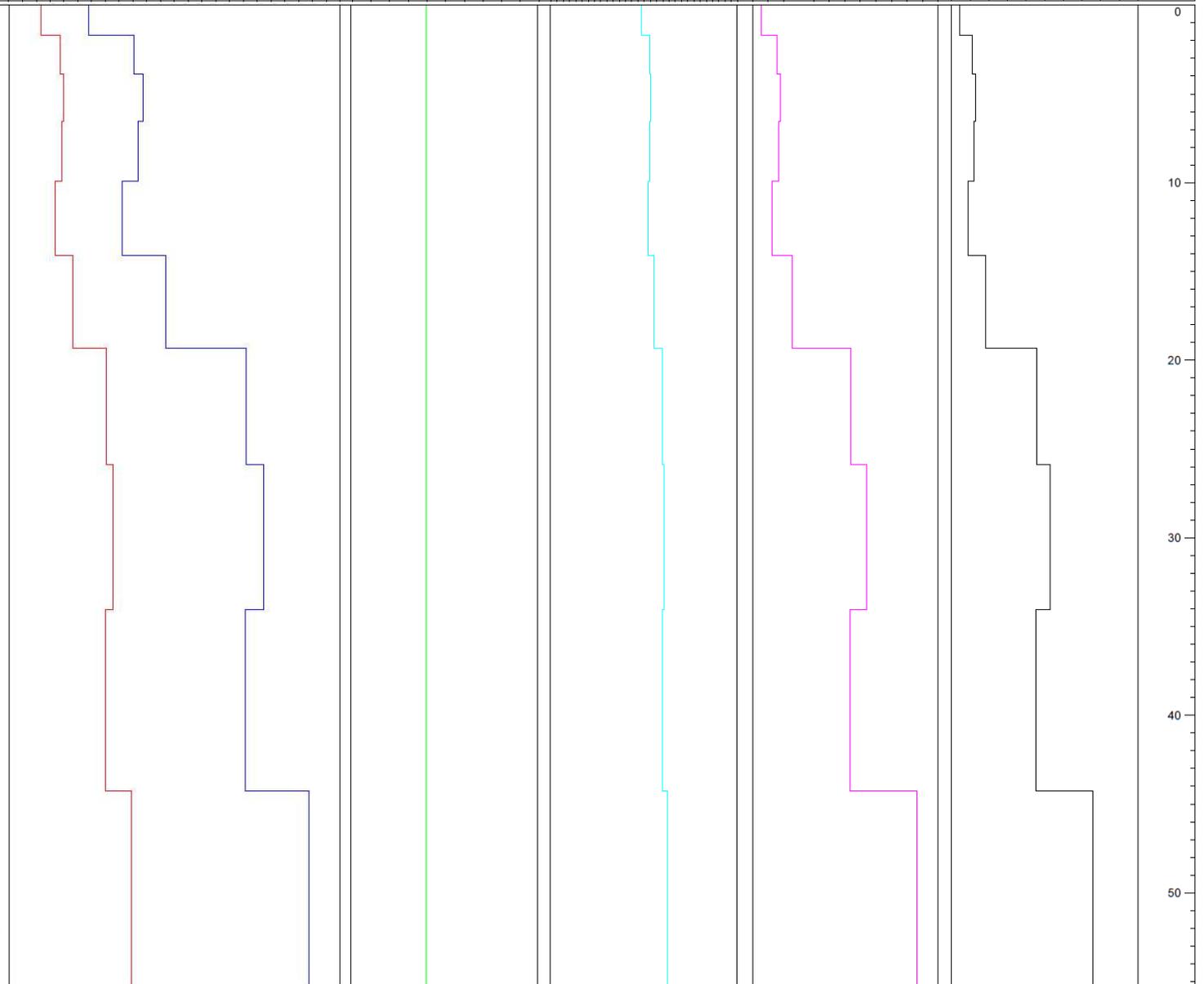


Immagine di dispersione A1303GF629/MASW



Indagine sismica HVSR



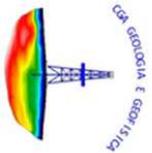
Studio Tecnico Associato di Consulenze di Geologia e Ambiente del Dott. Geol. F. Barbieri e del Dott. Geol. M. Ropa

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
Località:	Padulle - Comune di Sala Bolognese (BO)
Data:	29-ott-18
Certificato:	A1303GF629 HVSR



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
Bed rock sismico – di tipo B	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 HVSR , eseguita a Padulle - Comune di Sala Bolognese (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 microtermori 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 **A60005**.

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 $f_0 > 0.5H$	Non superato
$\exists f^- \in [f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^-) < A_0/2$	OK
$\exists f^+ \in [f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	OK
$A_0 > 2$	OK
$f_{picco} > A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f) = f_0 \pm 5\%$	OK
$\sigma_f < \varepsilon(f)$	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	Spessore (m)	V_s (m/s)
1	100.00	280.00
2	-	650.00

Tabella n° 2 – Dati della sismostratigrafia HVSR1

Frequenza caratteristica di sito f_0

Frequenza f_0 [Hz]
0.7 ± 0.2

Tabella n° 3 – Frequenza caratteristica di sito f_0 HVSR1

Ampiezza del picco H/V

Ampiezza del picco [H/V]	
2.6	± 0.3

Tabella n° 4 – Profondità del bed rock sismico HVSR1 – d Tipo B

Bed rock sismico – di tipo B

Profondità bedrock sismico [m]	Vs bedrock [m/s]
100.00	650.00

Tabella n° 5 – Profondità del bed rock sismico HVSR1 – d Tipo B

San Giovanni in Persiceto, 29.10.2018

I Geologi :





APPENDICE 1

Figure ed elaborati grafici



COMMITTENTE: GEOPROBE S.r.l.

CANTIERE: Padulle - Comune di Sala Bolognese (BO)

CONSULENZA GEOFISICA: Studio Tec. Ass. CGA

UBICAZIONE PROVA A1303GF629 HVSR



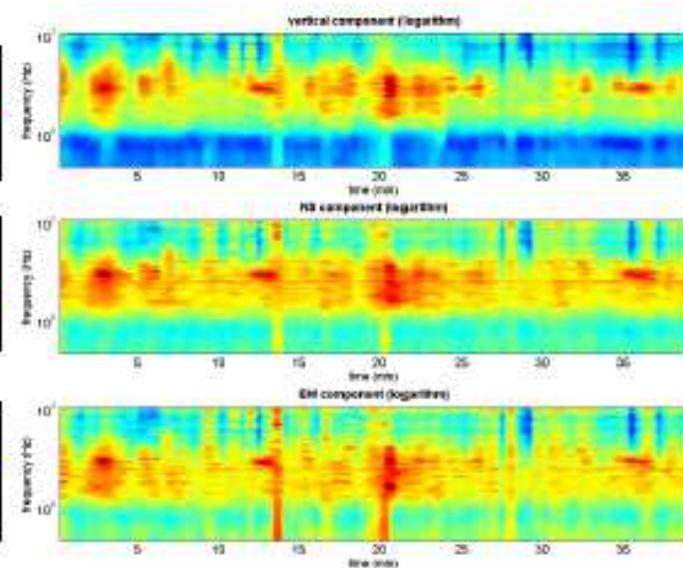
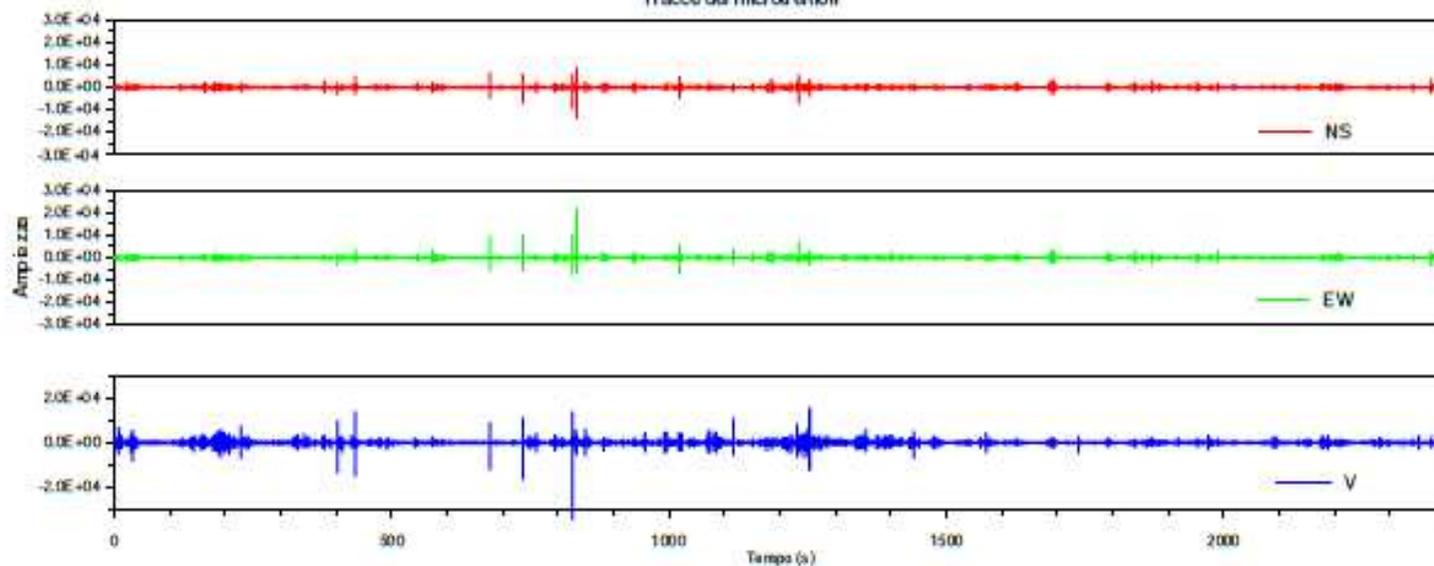


Committente: Geoprobe S.r.l.

Prova: HVSR Località: Padulle - Comune di Sala Bolognese (BO) Data: Monday, October 29, 2018

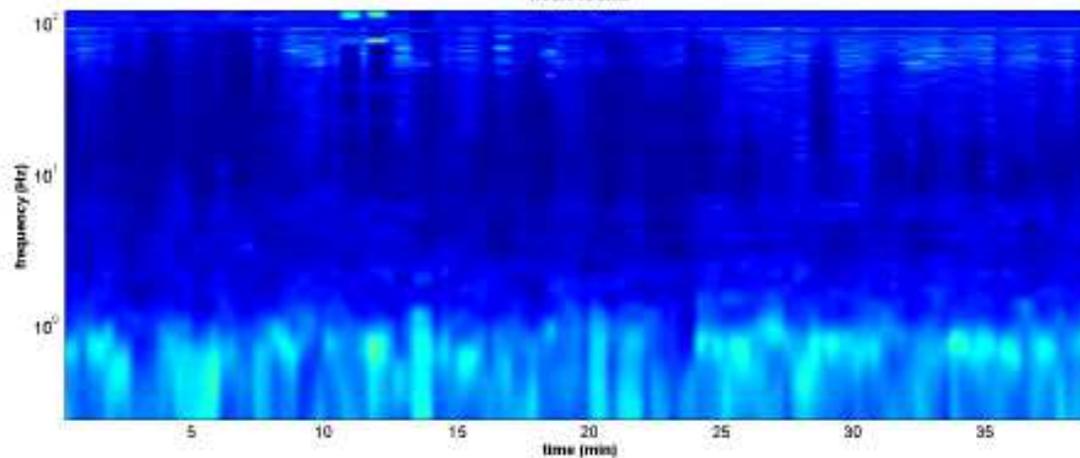
Segnale acquisito e persistenza del segnale

Tracce del microtremori



Persistenza del segnale HVSR per ogni canale di acquisizione.

HVSR vs time



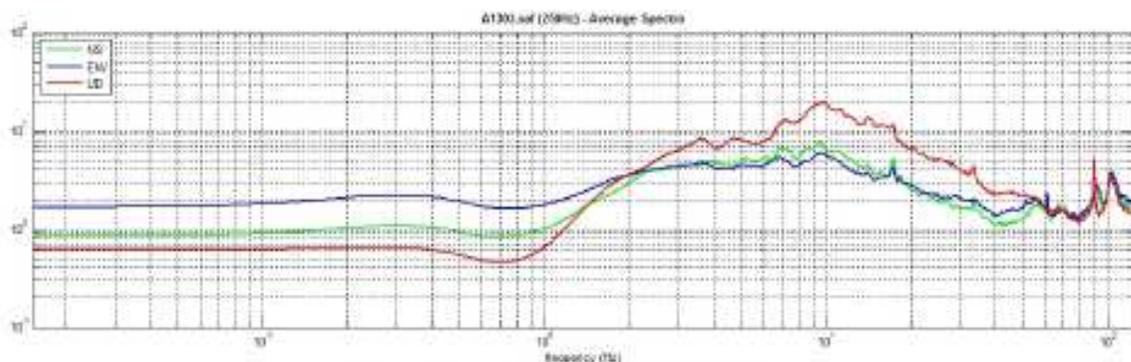
Persistenza media del segnale HVSR



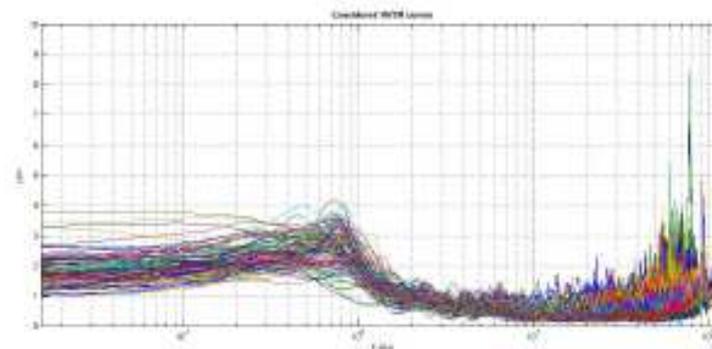
Committente: Geoprobe S.r.l.

Prova: HVSR Località: Padule - Comune di Sala Bolognese (BO) Data: Monday, October 29, 2018

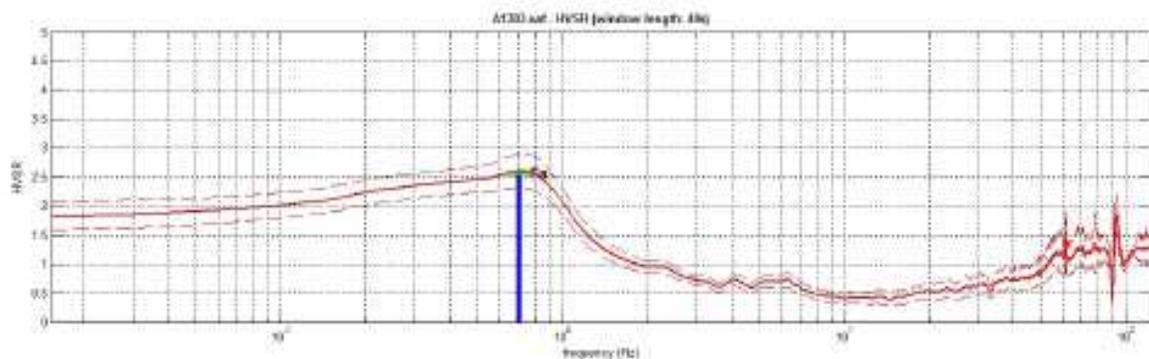
Analisi del segnale



Spettri frequenza/ampiezza per ogni canale di acquisizione



Curva HVSR di ogni finestra utilizzata nel calcolo



Curva HVSR

Dataset: A1303.saf
 Sampling frequency (Hz): 250
 Window length (sec): 40
 Length of analysed temporal sequence (min): 40.0
 Tapering (%): 10

In the following the results considering the data in the 0.5-20.0Hz frequency range

Peak frequency (Hz): 0.7 (±0.2)
 Peak HVSR value: 2.6 (±0.3)

==== Criteria for a reliable H/V curve =====
 #1. $[f_0 > 10/Lw]$: $0.7 > 0.25$ (OK)
 #2. $[nc > 200]$: $3457 > 200$ (OK)
 #3. $[f_0 > 0.5Hz; \sigma_{A(f)} < 2 \text{ for } 0.5f_0 < f < 2f_0]$ (OK)

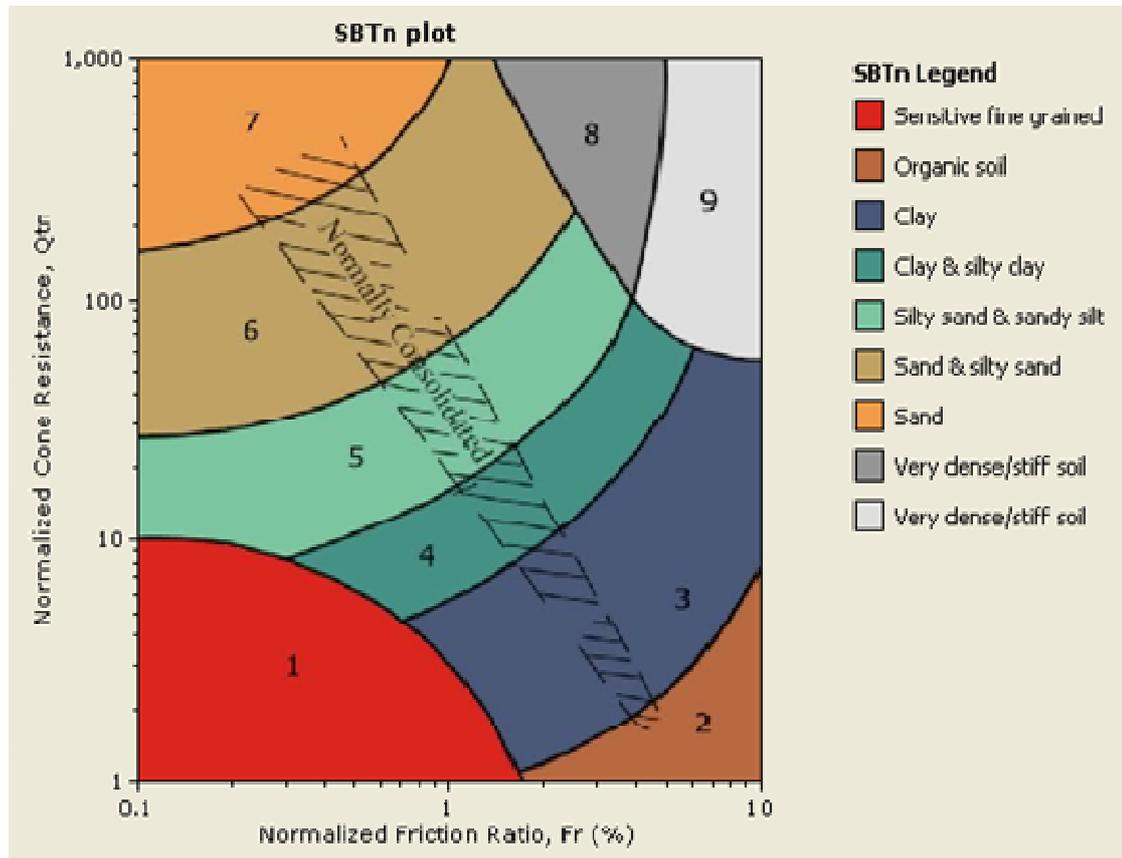
==== Criteria for a clear H/V peak (at least 5 should be fulfilled) =====
 #1. $[\exists f_1 \text{ in the range } [f_0/4, f_0] | A_{HV}(f_1) < A_0/2]$: (NO)
 #2. $[\exists f_1 \text{ in the range } [f_0, 4f_0] | A_{HV}(f_1) < A_0/2]$: yes, at frequency 1.4Hz (OK)
 #3. $[A_0 > 2]$: $2.6 > 2$ (OK)
 #4. $[(\text{peak}[A_{HV}(f)] \pm \sigma_{A(f)}) = f_0 \pm 5\%]$: (OK)
 #5. $[\sigma_{f_0} < \text{optimal}[f_0]]$: $0.158 > 0.110$ (NO)
 #6. $[\sigma_{A(f_0)} < \text{th}(f_0)]$: $0.297 < 2$ (OK)

RISULTATI DELL'ANALISI

Pico principale (magior rapporto HV): $F_0 = 0.7$ Hz; V_A media del picco dei materiali sismici = 2.71 m/s
 Spessore sopra il bedrock = 100.00 m; V_b bedrock = 0.90 m/s

Classificazione orientativa dei terreni
(Robertson, 1990)

CLASSIFICAZIONE ORIENTATIVA DEI TERRENI IN BASE AI DATI
PENETROMETRICI STATICI Q_{tn} e R_f
(Robertson, 1990)





CPT: 18.784/RSP

Total depth: 20.00 m, Date: 19/10/2018

Cone Type: MK386

Cone Operator: Dr. Conti

Project: Istituto Diocesano per il Sostentamento del Clero

Location: Sala Bolognese (BO) - Padulle

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/m ³)
0														
0.5		Very dense/stiff soil	1.4	4.58E-6	4.7	21.1	-	-	18.5	23.7	69.2	6.6	43.9	17.8
1		Very dense/stiff soil	1.6	1.80E-7	6.3	29.0	-	-	22.7	36.4	81.1	4.2	27.5	18.5
1.5		Clay	0.9	2.68E-8	4.3	-	-	-	12.8	29.1	45.6	1.7	11.1	17.6
2		Clay	0.7	5.35E-9	3.7	-	-	-	9.1	27.6	32.6	0.8	5.6	17.2
2.5		Clay	0.5	9.93E-10	3.0	-	-	-	3.6	24.5	20.8	0.4	2.8	16.7
3		Clay	0.4	6.18E-10	3.0	-	-	-	2.1	24.2	17.6	0.3	1.9	16.4
3.5		Clay	0.7	3.19E-9	4.1	-	-	-	6.0	32.3	31.3	0.5	3.0	17.0
4		Clay	0.7	1.19E-9	4.1	-	-	-	4.7	33.2	29.3	0.4	2.6	17.0
4.5		Clay	1.1	5.05E-9	6.0	-	-	-	14.0	45.4	52.7	0.7	4.4	17.7
5		Clay	1.4	6.81E-9	7.3	-	-	-	18.0	52.3	64.5	0.8	5.2	18.0
5.5		Clay	1.2	5.18E-9	6.0	-	-	-	13.0	45.0	53.0	0.6	4.0	17.5
6		Clay	1.4	8.79E-9	7.3	-	-	-	17.3	50.0	63.9	0.7	4.7	17.8
6.5		Clay	1.2	2.98E-9	6.7	-	-	-	11.0	50.3	51.6	0.5	3.5	17.7
7		Clay	0.9	8.26E-10	5.5	-	-	-	4.7	44.1	35.3	0.3	2.2	17.4
7.5		Clay	0.9	1.02E-9	6.1	-	-	-	5.3	46.2	37.8	0.3	2.2	17.4
8		Clay	0.9	7.72E-10	6.0	-	-	-	4.9	46.8	36.8	0.3	2.1	17.4
8.5		Clay	0.6	3.21E-10	4.7	-	-	-	1.3	35.7	19.9	0.2	1.1	16.7
9		Clay	1.1	1.58E-9	6.6	-	-	-	6.6	49.0	43.4	0.3	2.3	17.4
9.5		Clay & silty clay	2.5	5.71E-8	10.5	-	-	-	31.4	62.0	112.2	0.9	5.7	17.7
10		Silty sand & sandy silt	3.3	2.38E-7	12.2	51.9	26.4	32.8	42.4	65.9	-	-	-	17.7
10.5		Clay & silty clay	3.2	1.14E-7	12.7	59.1	-	-	40.6	72.1	143.5	1.0	6.8	18.0
11		Organic soil	0.9	4.75E-10	6.6	-	-	-	2.8	50.4	30.9	0.2	1.4	17.4
11.5		Organic soil	0.6	1.78E-10	5.5	-	-	-	0.9	41.9	17.4	0.1	0.7	17.0
12		Organic soil	1.0	4.57E-10	7.4	-	-	-	3.4	57.5	37.0	0.2	1.5	17.7
12.5		Clay	1.1	4.87E-10	7.7	-	-	-	3.6	58.2	38.5	0.2	1.5	17.7
13		Organic soil	0.9	3.31E-10	7.0	-	-	-	2.2	53.2	30.2	0.2	1.2	17.4
13.5		Clay	1.3	4.10E-9	8.0	-	-	-	7.3	56.0	48.9	0.3	1.9	17.4
14		Silty sand & sandy silt	4.2	2.32E-7	15.7	68.6	26.9	33.0	53.6	83.9	-	-	-	18.1
14.5		Clay	2.0	1.01E-8	10.5	-	-	-	16.1	72.8	82.8	0.5	3.0	17.9
15		Organic soil	1.0	3.78E-10	7.6	-	-	-	2.5	56.8	33.9	0.2	1.2	17.5
15.5		Organic soil	1.2	4.59E-10	8.3	-	-	-	4.0	67.6	43.6	0.2	1.5	17.9
16		Organic soil												
16.5		Organic soil												
17		Organic soil												
17.5		Organic soil												
18		Organic soil												
18.5		Organic soil												
19		Organic soil												
19.5		Organic soil												
20		Organic soil												



GEO-PROBE S.r.l.
 Indagini geognostiche
 40033 Casalecchio di Reno (BO)
 via Cimarosa 119 - Tel. 051/613.30.72

CPT: 18.0785/RSP

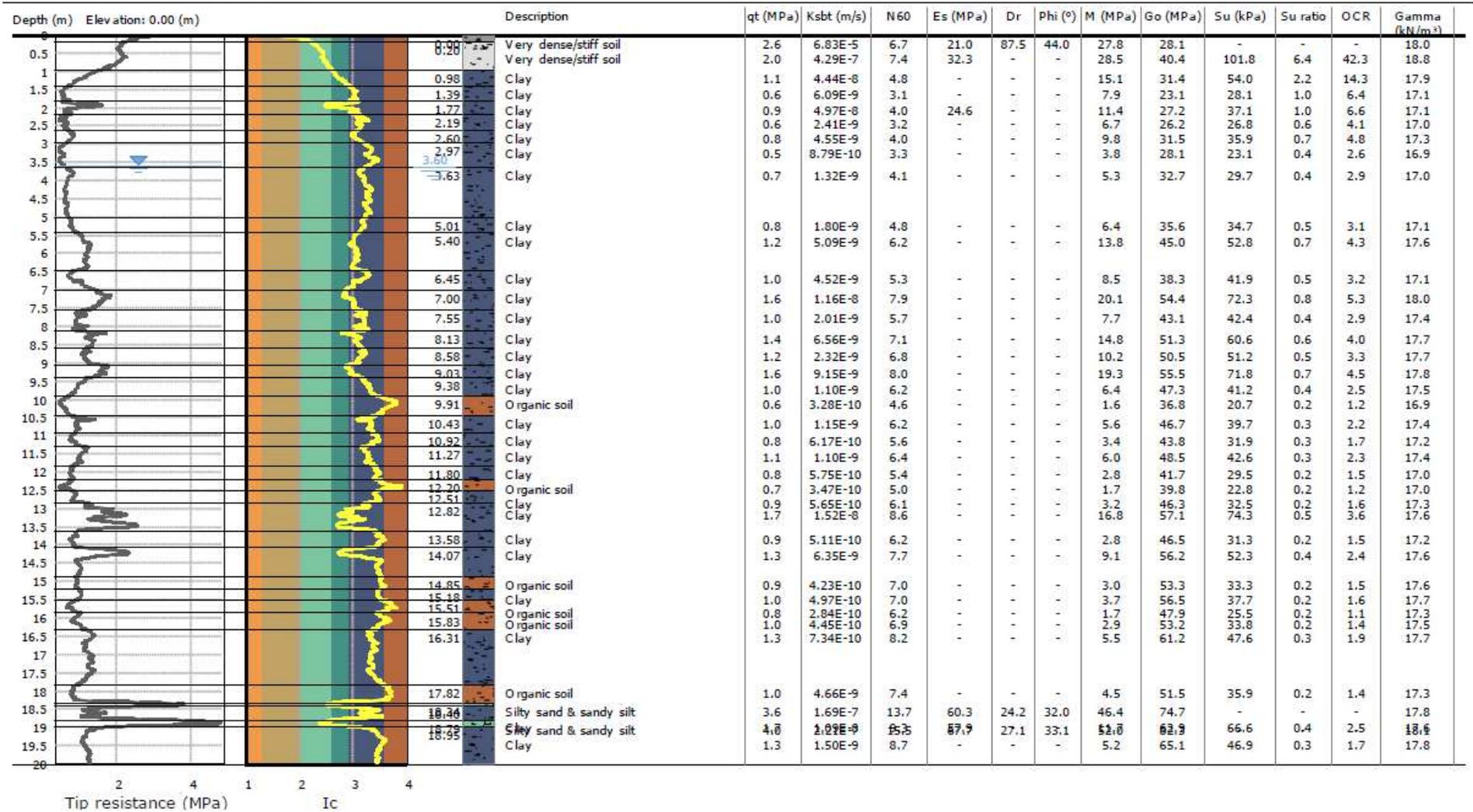
Total depth: 20.00 m, Date: 19/10/2018

Cone Type: MK386

Cone Operator: Dr. Conti

Project: Istituto Diocesano per il Sostentamento del Clero

Location: Sala Bolognese (BO) - Padulle





CPT: 18.0786/RSP

Total depth: 20.00 m, Date: 19/10/2018

Cone Type: MK386

Cone Operator: Dr. Conti

Project: Istituto Diocesano per il Sostentamento del Clero

Location: Sala Bolognese (BO) - Padulle

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	1.2	2.67E-6	4.1	18.9	-	-	16.1	21.3	62.7	7.1	47.1	17.7
1		0.47 Very dense/stiff soil	1.6	2.07E-7	6.2	28.3	-	-	22.8	35.4	81.4	4.5	29.9	18.5
1.5		0.92 Clay	1.1	5.91E-8	4.8	-	-	-	15.7	30.6	56.0	2.4	15.9	17.9
2		1.24 Clay	0.5	4.21E-9	2.8	-	-	-	6.2	20.6	22.9	0.8	5.2	16.8
2.5		2.12 Clay	0.8	1.32E-8	4.0	-	-	-	10.5	28.1	37.5	0.9	6.1	17.2
3		2.45 Clay	0.7	4.37E-9	4.0	-	-	-	9.7	30.6	34.9	0.7	4.9	17.3
3.5		2.97 Clay	0.6	1.70E-9	3.6	-	-	-	5.7	28.8	27.7	0.5	3.4	17.0
4		3.30 Clay	0.5	9.15E-10	3.3	-	-	-	3.9	28.7	23.9	0.4	2.6	16.9
4.5		3.62 Clay	0.7	2.12E-9	4.0	-	-	-	7.0	33.5	33.7	0.5	3.4	17.1
5		4.31 Clay	0.8	1.77E-9	4.8	-	-	-	7.1	36.9	35.7	0.5	3.3	17.3
5.5		5.46 Clay	1.2	5.48E-9	6.5	-	-	-	15.6	47.4	56.4	0.7	4.8	17.8
6		5.86 Clay	1.4	6.23E-9	6.9	-	-	-	17.3	51.2	62.3	0.8	5.0	18.0
6.5		6.39 Clay	0.9	2.01E-9	5.1	-	-	-	7.1	38.8	38.6	0.5	3.0	17.2
7		6.80 Clay	1.1	4.59E-9	5.8	-	-	-	10.0	40.8	46.8	0.5	3.5	17.3
7.5		7.14 Clay	1.7	1.04E-8	8.2	-	-	-	21.3	57.4	76.1	0.8	5.5	18.1
8		7.70 Clay	1.4	7.28E-9	7.3	-	-	-	16.5	52.8	63.9	0.7	4.4	17.8
8.5		8.34 Clay	1.8	9.73E-9	8.7	-	-	-	22.5	61.8	80.6	0.8	5.3	18.2
9		8.70 Clay	1.3	2.99E-9	7.2	-	-	-	13.3	54.8	58.5	0.6	3.7	17.9
9.5		9.02 Clay	1.3	3.66E-9	7.3	-	-	-	13.0	53.6	58.4	0.5	3.6	17.8
10		9.49 Clay	1.1	2.00E-9	6.5	-	-	-	8.5	49.6	48.0	0.4	2.9	17.6
10.5		10.08 Clay	1.0	1.05E-9	6.3	-	-	-	6.1	49.0	41.7	0.4	2.4	17.6
11		10.55 Clay	0.9	6.42E-10	6.0	-	-	-	3.9	45.8	33.8	0.3	1.9	17.4
11.5		11.12 Clay	1.1	1.25E-9	6.9	-	-	-	7.1	51.8	46.6	0.4	2.5	17.6
12		11.86 Clay	1.0	8.98E-10	6.4	-	-	-	5.0	48.5	39.5	0.3	2.0	17.4
12.5		12.34 Clay	0.9	5.82E-10	6.1	-	-	-	3.3	46.6	32.9	0.2	1.6	17.3
13		12.79 Clay	1.4	3.02E-9	7.9	-	-	-	10.1	57.4	56.8	0.4	2.8	17.7
13.5		13.15 Clay & silty clay	2.1	2.23E-8	9.7	-	-	-	25.0	61.0	93.4	0.7	4.5	17.7
14		13.52 Clay & silty clay	1.8	7.51E-9	8.2	-	-	-	17.8	63.3	78.4	0.6	3.7	17.9
14.5		13.90 Clay & silty clay	1.4	4.30E-9	10.2	-	-	-	30.0	64.9	108.0	0.8	5.2	18.5
15		14.17 Clay & silty clay	1.0	8.84E-10	6.9	-	-	-	4.2	53.6	38.6	0.3	1.7	17.5
15.5		15.48 Clay	1.1	1.31E-9	7.2	-	-	-	4.7	53.6	40.3	0.3	1.7	17.4
16		16.29 Clay	1.3	6.78E-10	8.4	-	-	-	5.7	64.4	48.6	0.3	1.9	17.9
17		17.37 Organic soil	1.0	4.06E-10	7.3	-	-	-	2.7	55.0	32.9	0.2	1.3	17.5
18		17.70 Clay	1.6	3.35E-9	9.3	-	-	-	9.6	66.2	61.9	0.4	2.3	17.8
18.5		18.90 Silty sand & sandy silt	4.5	2.55E-7	16.9	74.3	28.5	33.6	58.5	90.4	-	-	-	18.4
19		19.32 Clay	1.5	1.08E-8	8.4	-	-	-	9.2	67.1	58.2	0.3	2.0	17.8
19.5		19.71 Organic soil	1.1	4.27E-10	8.0	-	-	-	3.2	61.2	38.4	0.2	1.4	17.7
20		19.71 Clay	1.3	5.17E-10	8.9	-	-	-	4.3	66.8	45.2	0.2	1.6	17.9

Tip resistance (MPa)

Ic



CPT: 18.0787/RSP

Total depth: 20.00 m, Date: 19/10/2018

Cone Type: MK386

Cone Operator: Dr. Conti

Project: Istituto Diocesano per il Sostentamento del Clero

Location: Sala Bolognese (BO) - Padulle

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/m ³)
0														
0.5	0.00	Very dense/stiff soil	1.0	2.31E-6	3.3	16.6	-	-	13.2	17.8	50.2	5.4	35.8	17.3
1	0.51	Very dense/stiff soil	2.4	5.45E-7	8.1	34.4	-	-	33.0	43.1	117.7	5.7	37.9	18.8
1.5	0.93	Very dense/stiff soil	2.6	2.53E-7	9.5	42.8	-	-	35.7	53.5	127.5	4.6	30.5	19.1
2	1.33	Clay	1.2	3.73E-8	5.5	-	-	-	17.0	36.2	60.8	1.9	12.7	18.1
2.5	1.83	Clay	0.7	7.67E-9	3.5	-	-	-	9.2	26.1	32.9	0.9	5.8	17.1
3	2.30	Clay	0.8	9.43E-9	4.1	-	-	-	10.0	29.4	36.9	0.8	5.3	17.1
3.5	2.81	Clay	0.9	7.04E-9	4.4	-	-	-	10.8	33.5	40.2	0.7	4.8	17.3
4	3.40	Clay	1.0	5.35E-9	5.0	-	-	-	13.1	39.7	46.8	0.8	5.0	17.6
4.5	3.78	Clay	0.7	1.94E-9	4.2	-	-	-	6.8	33.9	33.0	0.5	3.4	17.2
5	4.17	Clay	0.9	4.28E-9	5.0	-	-	-	10.7	37.7	42.8	0.6	4.1	17.4
5.5	4.86	Clay	1.1	5.83E-9	6.0	-	-	-	14.3	43.0	51.6	0.7	4.7	17.6
6	5.24	Clay	1.2	6.41E-9	6.6	-	-	-	16.0	46.5	57.2	0.8	5.0	17.8
6.5	5.67	Clay	1.0	3.29E-9	5.4	-	-	-	10.0	40.9	44.5	0.6	3.7	17.4
7	6.18	Clay	0.8	1.61E-9	5.0	-	-	-	6.0	36.9	35.2	0.4	2.8	17.1
7.5	6.52	Clay	1.1	5.09E-9	6.0	-	-	-	12.1	43.5	50.9	0.6	3.9	17.5
8	6.94	Clay	1.5	1.59E-8	7.6	-	-	-	19.0	51.1	69.7	0.8	5.1	17.8
8.5	7.60	Clay	0.9	1.83E-9	5.5	-	-	-	7.1	42.6	39.8	0.4	2.8	17.4
9	7.91	Clay & silty clay	1.9	5.22E-8	8.5	43.7	-	-	24.9	52.3	89.0	0.9	6.1	17.7
9.5	8.23	Silty sand & sandy silt	2.8	2.27E-7	10.4	46.2	28.7	33.7	36.7	56.4	-	-	-	17.7
10	8.45	Clay	1.5	9.09E-9	7.9	43.7	-	-	17.2	54.6	67.2	0.7	4.3	17.9
10.5	9.34	Clay	1.1	1.93E-9	6.4	-	-	-	7.8	47.9	45.3	0.4	2.7	17.5
11	10.13	Clay	0.7	5.33E-10	5.1	-	-	-	2.8	40.9	28.0	0.2	1.6	17.1
11.5	10.57	Clay	1.0	9.41E-10	6.1	-	-	-	4.9	45.2	37.9	0.3	2.1	17.3
12	11.39	Clay	1.1	1.04E-9	6.5	-	-	-	5.8	48.7	42.4	0.3	2.3	17.4
12.5	11.99	Clay	1.0	1.20E-9	6.5	-	-	-	5.4	48.5	40.6	0.3	2.1	17.4
13	12.70	Clay & silty clay	2.2	3.80E-8	10.1	-	-	-	27.0	62.6	100.7	0.8	5.1	17.8
13.5	13.00	Clay	1.8	1.86E-8	9.0	50.8	-	-	17.6	60.1	76.6	0.6	3.7	17.8
14	13.46	Silty sand & sandy silt	2.9	1.72E-7	11.2	46.6	23.8	31.9	37.3	59.8	-	-	-	17.4
14.5	13.78	Clay & silty clay	3.4	3.58E-9	19.7	59.8	27.3	33.2	43.6	64.7	92.8	0.7	4.4	17.8
15	14.19	Clay & silty clay	2.5	4.19E-8	10.8	59.8	-	-	30.0	65.0	110.5	0.8	5.1	17.7
15.5	14.53	Clay	1.0	7.86E-10	7.1	-	-	-	4.1	50.7	38.7	0.3	1.7	17.3
16	15.37	Clay	1.1	7.31E-10	7.2	-	-	-	4.6	54.0	42.0	0.3	1.8	17.5
16.5	15.93	Clay	0.9	4.39E-10	6.4	-	-	-	2.3	47.6	30.3	0.2	1.3	17.2
17	16.30	Clay	0.9	4.82E-10	6.7	-	-	-	2.6	48.9	32.2	0.2	1.3	17.2
17.5	16.62	Clay	1.5	1.17E-9	8.9	-	-	-	8.2	64.9	58.0	0.4	2.3	17.9
18	17.17	Clay	1.4	9.32E-10	8.5	-	-	-	6.5	62.3	52.4	0.3	2.0	17.7
18.5	17.79	Clay	1.1	6.06E-10	7.5	-	-	-	3.5	54.7	38.4	0.2	1.5	17.4
19	18.62	Clay	2.2	1.86E-8	10.9	-	-	-	20.3	70.6	91.8	0.5	3.4	17.8
19.5	18.94	Clay	1.1	4.89E-10	7.8	-	-	-	3.2	57.0	37.8	0.2	1.4	17.5
20														

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) ::

$$g = g_w \cdot \left(0.27 \cdot \log(R_r) + 0.36 \cdot \log\left(\frac{q_c}{P_a}\right) + 1.236 \right)$$

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) ::

$$N_{60} = \left(\frac{q_c}{P_a} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1266-0.2817 \cdot I_c}}$$

$$N_{1(60)} = Q_{tn} \cdot \frac{1}{10^{1.1266-0.2817 \cdot I_c}}$$

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

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

(applicable only to $I_c < I_{c, \text{crit}}^{\text{off}}$)

:: Relative Density, D_r (%) ::

$$100 \cdot \frac{\sqrt{Q_{tn}}}{\sqrt{K_{50R}}} \quad \left(\begin{array}{l} \text{applicable only to SBT}_{n: 5, 6, 7 \text{ and } 8} \\ \text{or } I_c < I_{c, \text{crit}}^{\text{off}} \end{array} \right)$$

:: 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) ::

$$\text{If } I_c > 2.20$$

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

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

$$M_{cPT} = a \cdot (q_c - \sigma_v)$$

$$\text{If } I_c \leq 2.20$$

$$M_{cPT} = (q_c - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c - 1.68}$$

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

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

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

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

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

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

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

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c, \text{crit}}^{\text{off}}$)

:: Remolded undrained shear strength, $S_u(\text{rem})$ (kPa) ::

$$S_{u(\text{rem})} = f_s \quad \left(\begin{array}{l} \text{applicable only to SBT}_{n: 1, 2, 3, 4 \text{ and } 9} \\ \text{or } I_c > I_{c, \text{crit}}^{\text{off}} \end{array} \right)$$

:: 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 $I_c > I_{c, \text{crit}}^{\text{off}}$)

:: In situ Stress Ratio, K_0 ::

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{0.9\phi'}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c, \text{crit}}^{\text{off}}$)

:: Soil Sensitivity, S_t ::

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

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c, \text{crit}}^{\text{off}}$)

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

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

(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

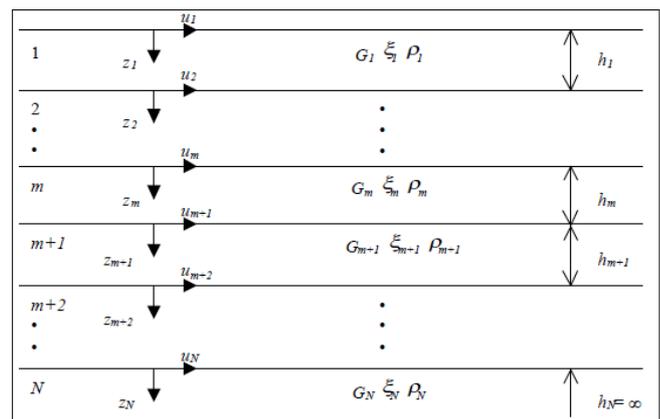
$$\frac{\gamma_{eff}}{\gamma_{max}} = \frac{M - 1}{10}$$

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:

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

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

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

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

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

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

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

Il taglio invece è dato da:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ovvero

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

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

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

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

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

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

Poiché in superficie il taglio è nullo,

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

Da cui $E_1 = F_1$.

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

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

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

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

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:

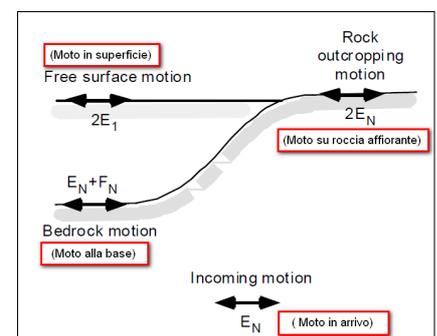
$$\gamma(z, t) = \frac{\partial u}{\partial z} = ik^* (E e^{ik^* z} - F e^{-ik^* z}) e^{i\omega t} \quad (24)$$

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

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

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

Le onde di taglio si propagano verticalmente attraverso il bedrock con



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

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

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

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

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

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

$$n(PI) = \begin{cases} 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{per } 0 < PI \leq 15 \\ 7.00 \times 10^{-7} PI^{1.876} & \text{per } 15 \leq PI \leq 70 \\ 2.70 \times 10^{-5} PI^{1.115} & \text{per } PI > 70 \end{cases} \quad (30)$$

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:

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

dove

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

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

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

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

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

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

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

$$S_{vmi} = \frac{1}{0.4T_{vi}} \int_{0.3T_{vi}}^{1.2T_{vi}} S_{v(T)} dT$$

dove

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

T_v può essere T_{vi} e T_{vo} , rispettivamente per l'input e l'output

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

generalmente, un andamento più regolare.

Il valore di F_a è pari a

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

Il valore di F_v è pari a

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

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

Periodo T_C

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

Periodo T_B

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

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

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

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

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

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

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

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

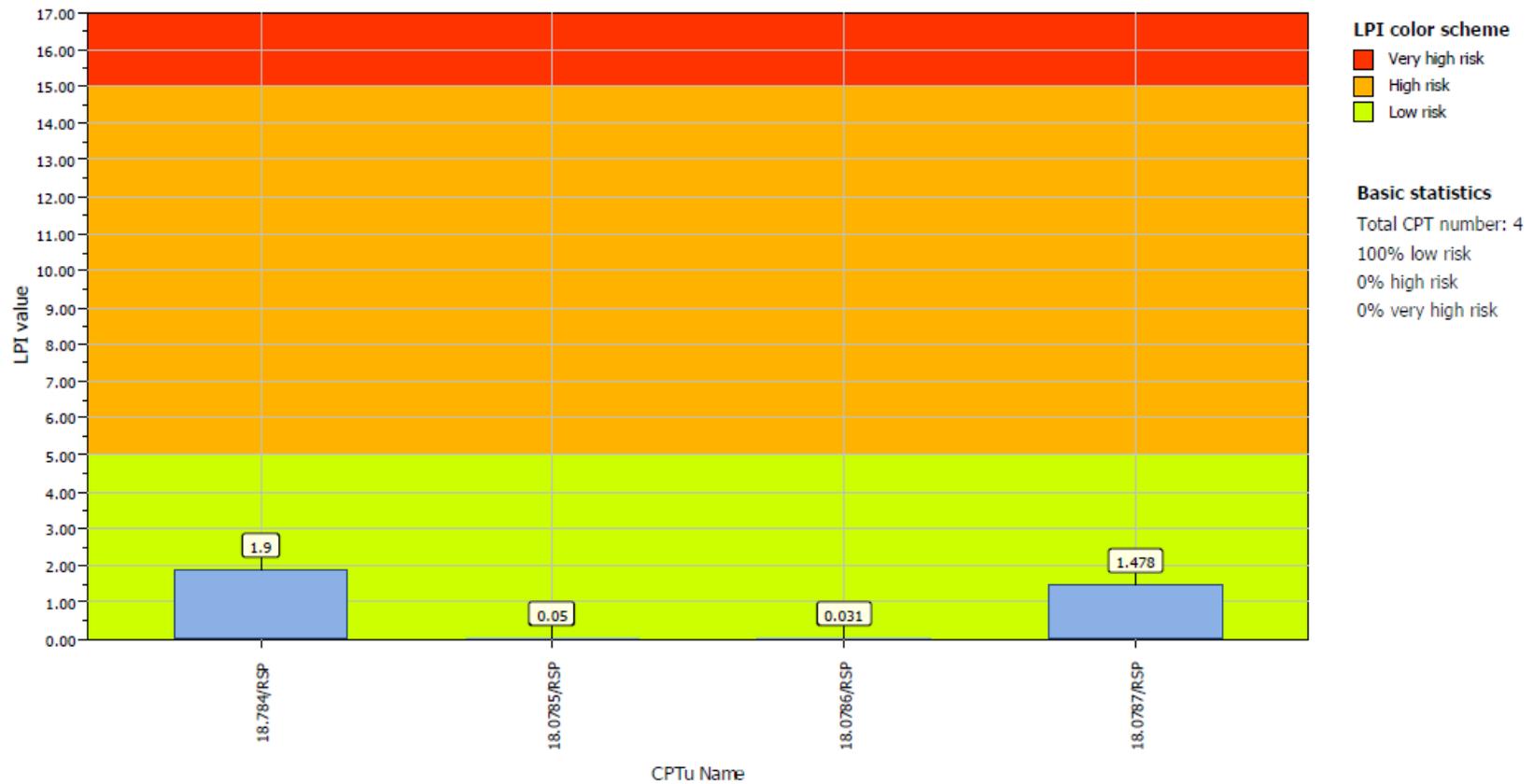
Schema verifica rischio liquefazione

INDICE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DELLE VERTICALI INDAGATE

Project title : Istituto Diocesano per il Sostentamento del Clero

Location : Sala Bolognese (BO) - Padulle

Overall Liquefaction Potential Index report

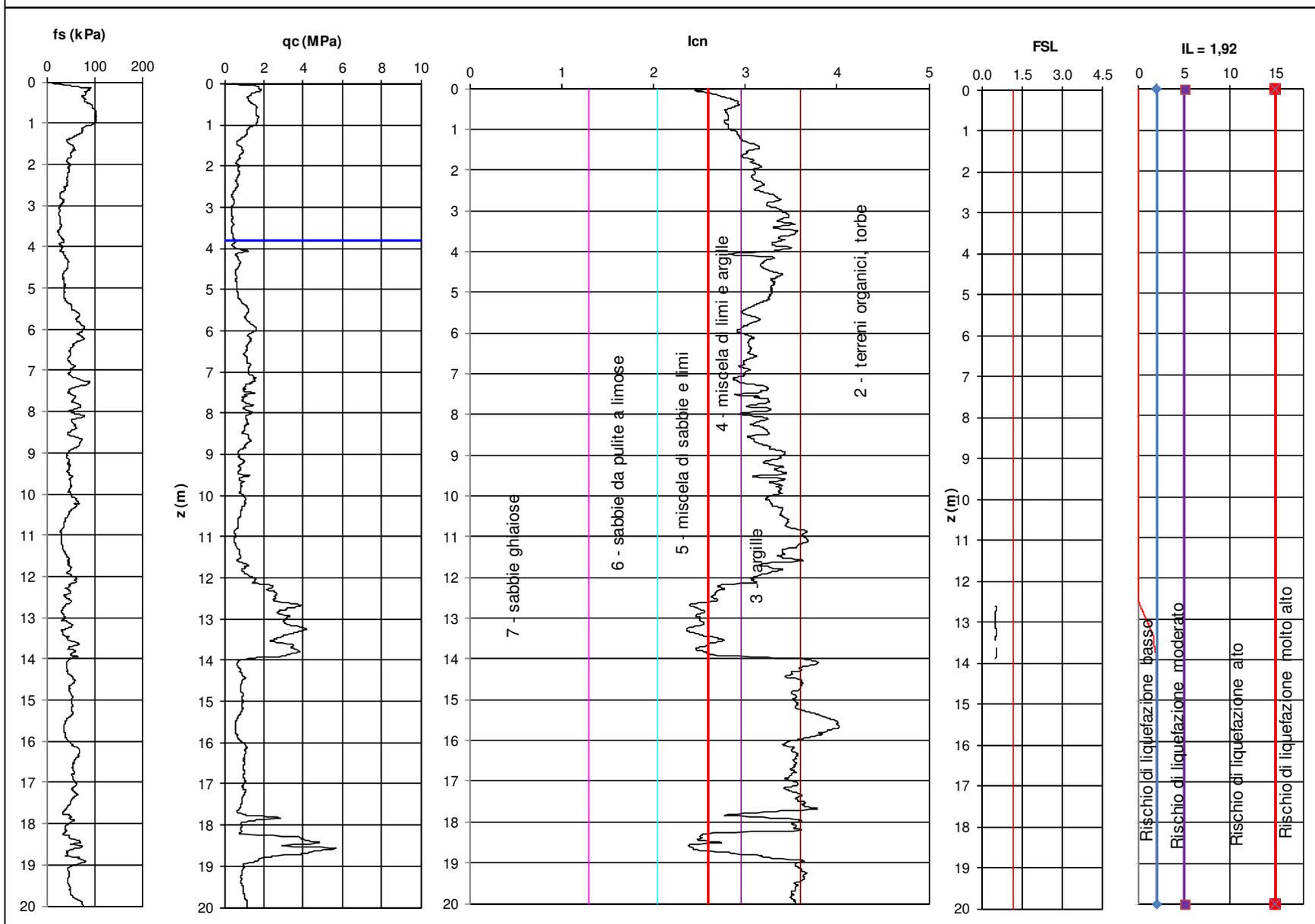


CPTU (piezo cone penetration test)

1 Committente : Ist. Dioc. Sost. Clero

Cantiere: Sala Bolognese (BO) Padulle

Codice Lavoro 2018.131

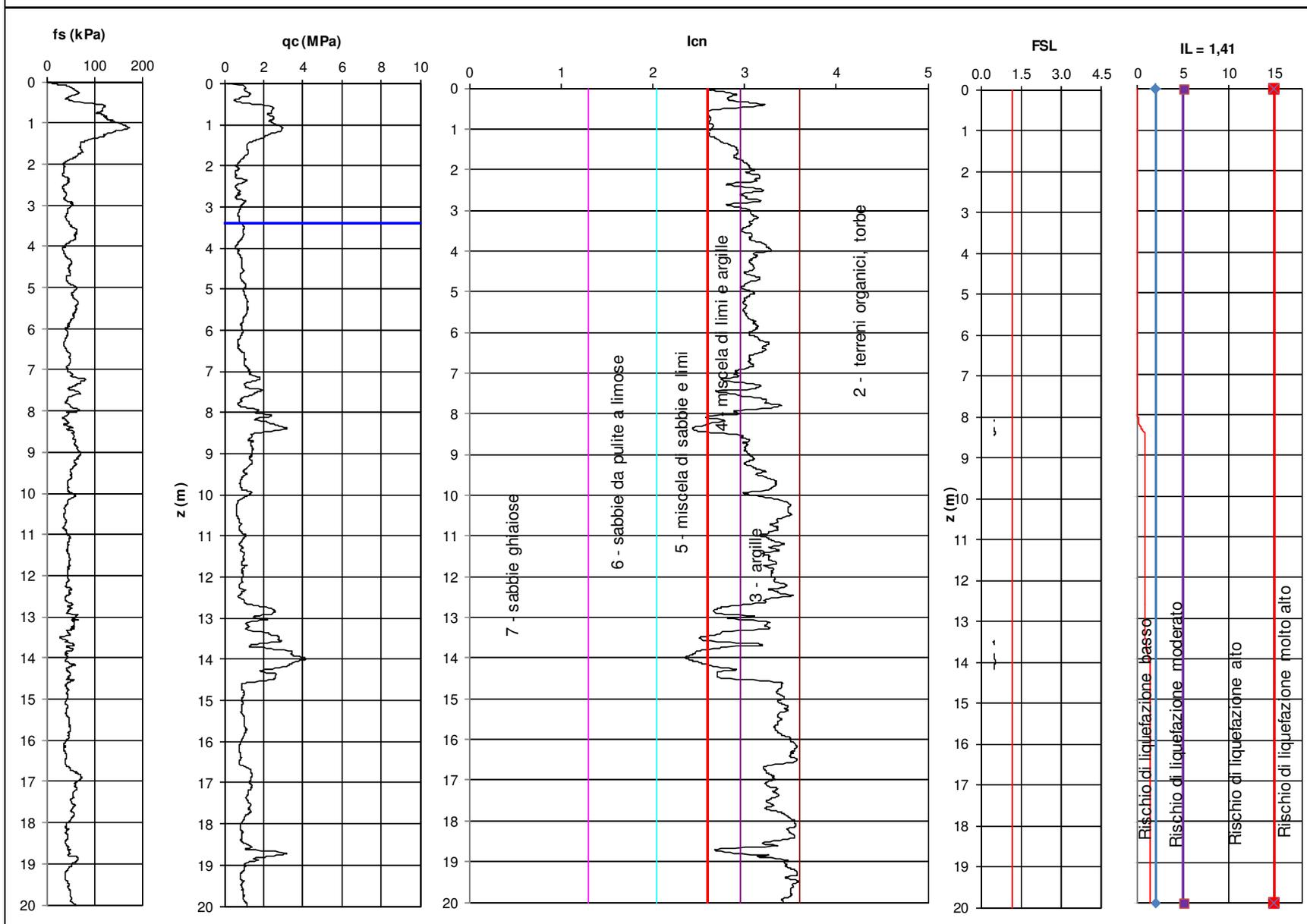


CPTU (piezo cone penetration test)

4 Committente : Ist. Dioc. Sost. Clero

Cantiere: Sala Bolognese (BO) Padulle

Codice Lavoro 2018.131



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

