



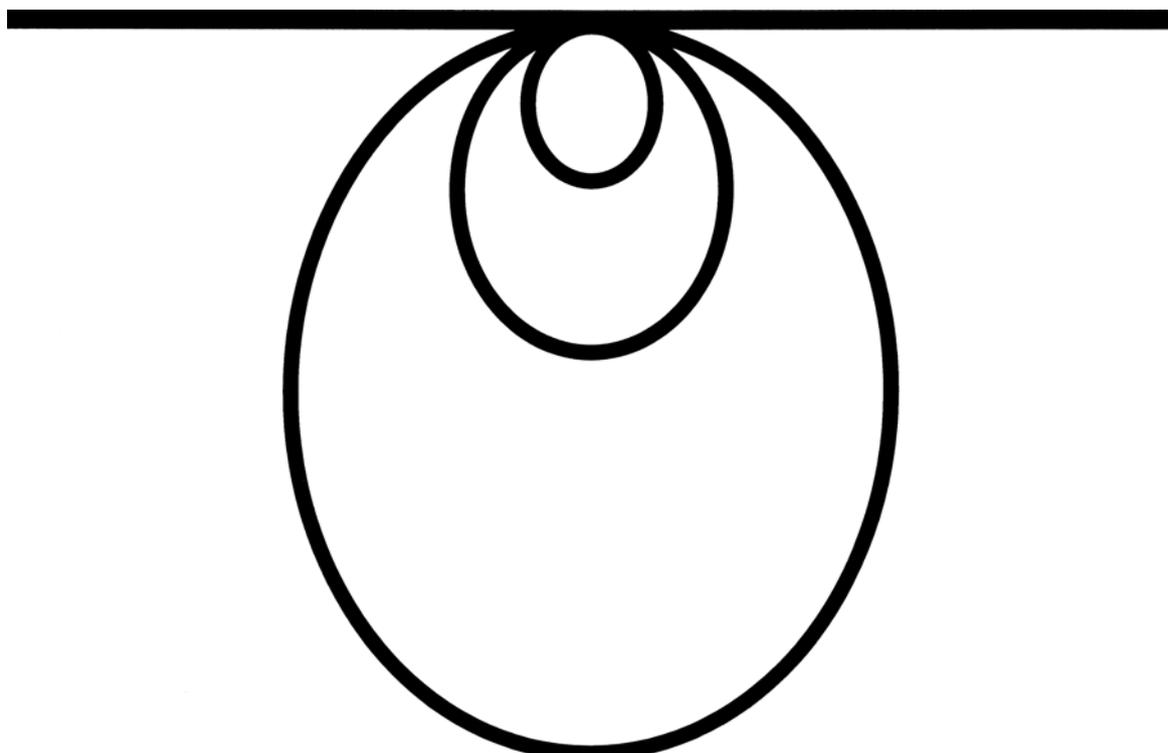
Comune di Nonantola (MO)

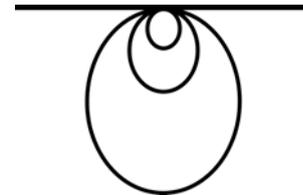
Sig. GRENZI GIORGIO

P.P.I.P “COMPARTO D7 – LA FORNACE”

Relazione geologica e sismica con note di geotecnica

Dicembre 2021



**Comune di Nonantola (MO)**

Sig. GRENZI GIORGIO

P.P.I.P “COMPARTO D7 – LA FORNACE”

Relazione geologica e sismica con note di geotecnica

Dicembre 2021

GEOLOGIA APPLICATA

indice

	1. PREMESSA.....	Pag. 3
GEOFISICA	2. INDAGINI DI CAMPO	“ 3
	2.1 – Prove CPT.....	“ 4
	2.1 – Prova CPTU.....	“ 5
	2.2 – Prospezioni geofisiche.....	“ 5
GEOTECNICA	3. INTERPRETAZIONE DEI DATI.....	“ 5
	3.1 – Prove penetrometriche.....	“ 6
	3.2 – Note geofisiche.....	“ 5
	4. MODELLO GEOLOGICO.....	“ 7
IDROGEOLOGIA E IDROLOGIA	4.1 – Geomorfologia.....	“ 7
	4.2 – Geologia.....	“ 8
	4.3 – Litologia stratigrafica.....	“ 8
	4.4 – Idrogeologia.....	“ 8
	4.5 – Idrologia	“ 9
MODELLI MATEMATICI	5. SISMICA.....	“ 10
	5.1 – Quadro tettonico.....	“ 10
	5.2 – Sorgenti sismogenetiche.....	“ 11
	5.3 – Sismicità storica.....	“ 12
ECOLOGIA E AMBIENTE	6. ANALISI DI MICROZONAZIONE SISMICA DI III° LIVELLO.....	“ 14
	6.1 – Collocazione are e definizione segnale sismico di input.....	“ 14
	6.2 – Profilo sismico e segnali di riferimento.....	“ 16
	6.3 – Moduli elastici e decadimento.....	“ 17
	6.4 – RLS risposta sismica locale.....	“ 15
	6.5 – Parametri derivati.....	“ 20
	6.6 – Risultati per l’area di studio.....	“ 21
	6.7 – Potenziale di liquefazione.....	“ 24
	6.8 – Cedimenti per densificazione post sismica.....	“ 26
	6.9 – Carte tematiche.....	“ 29

7. QUESTIONI GEOTECNICHE	“ 31
7.1 – Assetto geomeccanico del primo sottosuolo.....	“ 31
7.2 – Portanze del terreno.....	“ 33
8. NOTE DI CHIUSURA.....	“ 35

Tavole

- Tav. 1: Corografia generale
- Tav. 2: Carta geologica di PRG
- Tav. 3: Ubicazione indagini
- Tavv. 4÷5: Diagrammi penetrometrici CPT
- Tav. 6: Inviluppo CPT
- Tavv. 7÷8: Interpretazione dei CPT
- Tavv. 9/14: Carte di microzonazione sismica approfondimento di III^ livello

Allegati

- All. 1: Report prova CPTU con piezocono e prove di dissipazione
- All. 2: Report prospezioni geofisiche



1. PREMESSA

Su incarico del Sig. Grenzi Giorgio ho eseguito un'indagine geologica per una nuova area d'espansione in località Casette nel Comune di Nonantola (MO) evidenziata in fig. 1.

Il comparto è identificato dal PRG vigente come ambito d'espansione con destinazione produttiva agricola speciale classificata "Zona omogena D, Sottozona D7" con dotazioni di interesse pubblico.

In questa prospettiva i Progettisti hanno sviluppato un planivolumetrico unitario frazionando il comparto in due settori che accoglieranno due capannoni accessibili da via Di Mezzo attraverso una nuova viabilità interna, dotata di parcheggi.



fig.1: comparto edificatorio ANR5

Sotto il profilo amministrativo, l'area in esame è censita al catasto comunale al foglio 25, mappali 10, 11, 14, 17 (parte) e 346 di circa 13.000 m².

2. DAGINI DI CAMPO

Per conoscere natura e caratteristiche del primo sottosuolo sono state eseguite due prove penetrometriche statiche (CPT) profonde 15 m ed una con piezocono (CPTU) spinta fino a 30 m dalla superficie.

Come noto la particolare tecnica di prospezione fornisce misure di resistenza interpretabili in chiave litologica e geomeccanica.

Completano le indagini due prospezioni geofisiche per valutare la risposta sismica locale.

L'ubicazione è argomento della tav. 3 allegata in coda al documento.

2.1 – Prove CPT

La modesta consistenza dei terreni, consente l'uso di un penetrometro leggero tipo "Dinastar" particolarmente versatile nelle argille padane.

Il lavoro è stato affidato al Dr. Farioli.

Il contrasto necessario all'avanzamento della punta statica è dato dall'attrito che si sviluppa tra i terreni ed il particolare manicotto.

Nel corso della prova, tra una lettura statica e la successiva, l'infissione della batteria di sondaggio si effettua in modo dinamico.

Vengono registrati due valori: il primo è relativo al numero di colpi (N) per un approfondimento di 10 cm del manicotto; il secondo indica la resistenza statica alla punta (q_c).

Quest'ultimo è misurato da una cella di carico estensimetrica ad alta precisione da 2500 kg di portata ed è visualizzato sul display di una centralina elettronica.

Il valore della resistenza di attrito laterale locale (f_s) si misura a partire dal dato dinamico (N) mediante la formula:

$$f_s = ((M^2 \cdot H \cdot N) / (S \cdot 10 \cdot (M + m + T + \Sigma P))) \cdot 0,5$$

dove

M: peso della massa battente = 30 kg

H: volata del maglio = 20 cm

N: numero di colpi ogni 10 cm

S: superficie del manicotto di ancoraggio = 500 cm²

m: peso dell'incudine = 26 kg

T: peso del puntale soggetto ad azione dinamica = 6,7 kg

P: peso di ogni singola asta = 3,6 kg

Può accadere che l'attrito sviluppato sul manicotto sia insufficiente a contrastare la discesa della punta per cui il manicotto si disancora e risale nel foro.

La resistenza laterale f_s è allora quella che si legge sul display, mentre la resistenza alla punta è ovviamente maggiore di questo parametro.

In questi casi si procede a due letture dinamiche, misurando prima i colpi necessari per "richiudere" il puntale e poi quelli che occorrono per far avanzare il puntale "chiuso" di altri 10 cm. Particolari elaborazioni consentono di ottenere la resistenza dinamica (r_d) dei terreni che hanno precluso l'avanzamento statico e di ottenere quindi q_c in modo indiretto mediante il rapporto:

$$q_c = r_d / \beta$$

con β generalmente compreso tra 1,8÷2,2.

Il fenomeno del disancoraggio è segnalato in corso di restituzione grafica con una freccia la cui lunghezza indica il valore di q_c presunto.

I valori di resistenza alla punta q_c , al manicotto f_s e del rapporto q_c/f_s sono diagrammati nelle tavv. 4÷5; la tav.6 rappresenta l'involuppo di tutte quelle misure.

2.2 – Prova CPTU

Il test è stata eseguito dalla Ditta Prove Penetrometriche S.r.l. di Castelnuovo Rangone (MO) specializzata nel settore prove in situ.

Oltre alla resistenza alla punta q_c , e la frizione f_s , il test con punta elettrica restituisce ogni 2 cm misure della pressione interstiziale u' durante l'avanzamento del puntale, che consentono una migliore discriminazione dei materiali attraversati.

La prova con piezocono è particolarmente utile nella previsione dei cedimenti per consolidazione degli ammassi argillosi e nelle verifiche sul potenziale rischio di liquefazione degli strati sabbiosi.

Nel corso della prova sono state eseguite misure di dissipazione negli orizzonti sabbiosi per conoscere la loro permeabilità.

I risultati del test sono raccolti nell'Allegato 1 in coda al documento.

2.3 – Prospezioni geofisiche

Le velocità di propagazione delle onde di taglio nel sottosuolo generate in superficie, derivano dalla prova M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves).

La metodica consente infatti di ricostruire il profilo sismostragrafico attraverso la distribuzione della velocità delle onde S e quindi di calcolare il parametro V_{S-30} richiesto dalla Norma.

La frequenza di risonanza f_0 indotta da riflessioni multiple negli strati più superficiali è determinata tramite indagine passiva HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio).

Nel corso della prova si registrano per un tempo sufficientemente lungo i microtremori diffusi nel sottosuolo da sorgenti naturali e antropiche e si calcola il rapporto spettrale delle componenti orizzontali (H) e verticali (V) dello spettro do Fourier del moto generato intorno al sito in esame per frequenze comprese tra 1÷12 Hz.

L'output prodotto dallo specialista incaricato, è in Allegato 2.

3 INTERPRETAZIONE DEI DATI

3.1 – Prove penetrometriche

I records delle prove penetrometriche sono stati processati con un codice di calcolo di nostra redazione che restituisce in forma grafica una serie di parametri geomeccanici, nonché i più probabili tipi litologici associati alle misure.

Gli outputs grafici sono riportati nelle tavv. 7÷8.

Per non appesantire la lettura si omette la descrizione degli algoritmi utilizzati, limitandosi a citare gli Autori di riferimento.

La litologia è tratta da Schmertmann, 1978, mantenendo le descrizioni originali dei siti della Florida (nelle nostre zone le sabbie molto fossilifere sono in realtà ghiaie).

La pressione litostatica efficace σ'_{vo} è stimata sulla scorta dei pesi di volume medi associabili a quei tipi di terre, preso in conto l'alleggerimento dovuto all'immersione in falda.

L'angolo d'attrito interno ϕ' relativo ai materiali incoerenti deriva da Dourgunoglu & Mitchell, 1975. La coesione non drenata c_u per i materiali coesivi è tratta da Sanglerat, 1972 con opportune tarature operate sulla scorta di nostre esperienze locali.

Il rapporto di sovraconsolidazione OCR delle argille deriva da Ladd & Foot, 1974.

3.2 – Note geofisiche

Nel caso specifico, la prospezione MASW è stata configurata su uno stendimento di 24 geofoni ottenendo i valori riportati in tab. 1 e diagrammati in fig. 2.

tab. 1: Configurazione sismostratigrafica

<i>strato</i>	<i>prof.</i>	<i>spess. h_i</i>	<i>V_{s_i}</i>
<i>n.</i>	<i>m</i>	<i>m</i>	<i>m/s</i>
<i>I</i>	0,0÷5,7	5,7	196
<i>II</i>	5,7÷14,5	8,8	131
<i>III</i>	14,5÷30,0	15,5	237
<i>IV</i>	30,0÷35,0	5,0	345

La velocità media di propagazione delle onde di taglio è ottenuta mediante la relazione:

$$V_{S(H)} = \frac{H}{\sum_{i=1}^n \frac{h_{(i)}}{V_{S(i)}}$$

Per H = 35 m, sostituendo i termini noti si ottiene V_S = 186 m/s; valore che annovera il substrato alla categoria C.

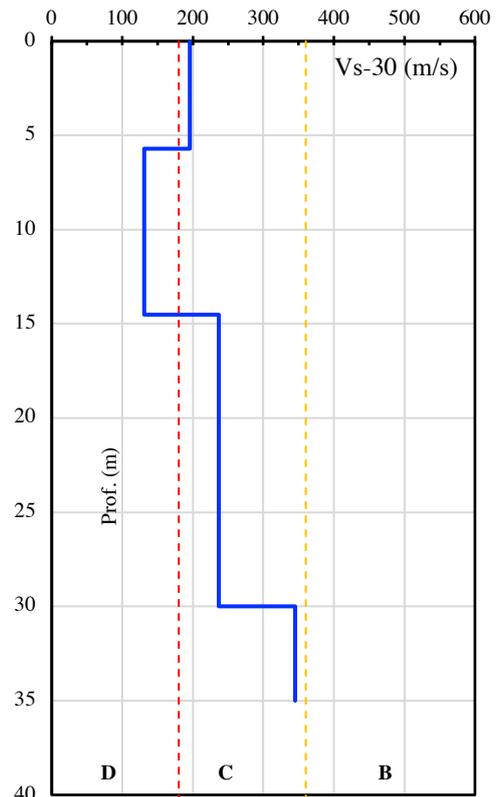


fig. 2

Per quanto riguarda la frequenza naturale del suolo, il test HVSR non mostra un picco del rapporto H/V marcato, bensì una curva che si approssima al valore massimo intorno a 2,2.

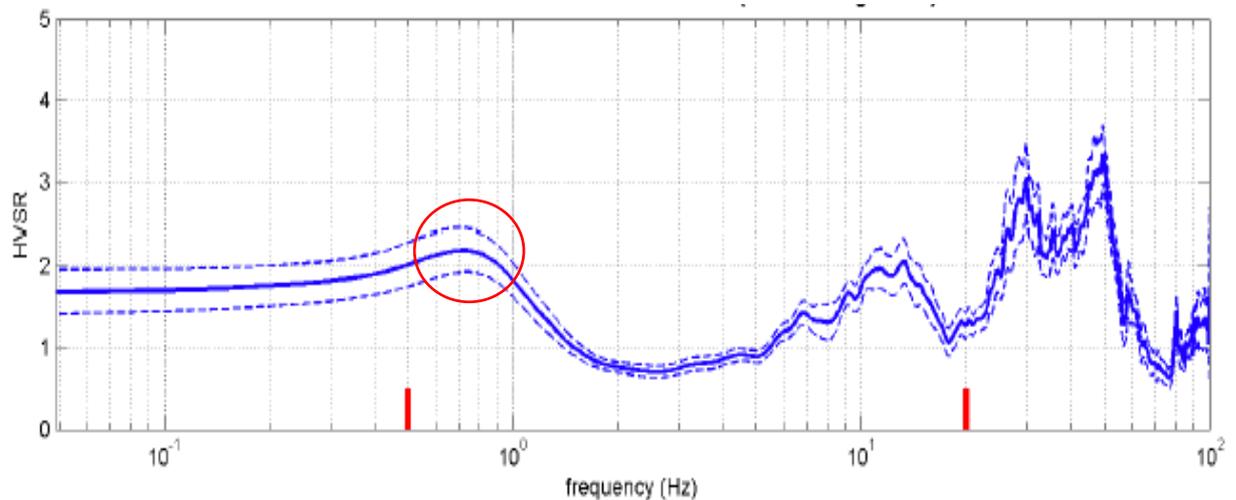


fig. 3

La frequenza di risonanza più verosimile del terreno si legge sull'ordinata corrispondente al flesso della curva di fig. 3: $f_0 = 0,7 \div 0,9$ Hz (1,12 ÷ 1,143 sec).

4. MODELLO GEOLOGICO

IL comparto D7 si trova ad una quota di 22 m s.l.m. ed è delimitato a Nord dalla Fossa della Signora, a Est dal fosso Mezzo che recapita nel collettore principale, a Sud da altre proprietà, a Ovest dalla Provinciale SP-14, qui denominata via Di Mezzo.

La superficie pende mediamente a Nord-Ovest con un gradiente di 1÷2‰.

4.1- Geomorfologia

Il territorio ha una morfologia praticamente piatta; d'altra parte la pianura emiliana non riserva grandi sorprese "topografiche" da queste parti se non qualche dosso, testimone di antichi corsi d'acqua ormai sepolti.

I canali di bonifica e gli argini del F. Panaro costruiti dall'Uomo interrompono la monotonia della piana alluvionale.

L'abitato di Nonantola si è originato evidentemente sul dosso più pronunciato, che si estende in direzione Sud-Nord da Rubbiara fino a Casette da dove piega verso Est fino a sfumare nella monotona piana circostante.

Secondo il PRG il lotto in esame ricade appunto sul margine settentrionale di tale struttura, delimitata dal Rio Torbido e dalla Fossa Signora

Non a caso infatti le prime frequentazioni risalenti all'età del bronzo di quella che fu una vasta palude, finirono per insediarsi sui terreni meno esposti alle esondazioni dei fiumi.

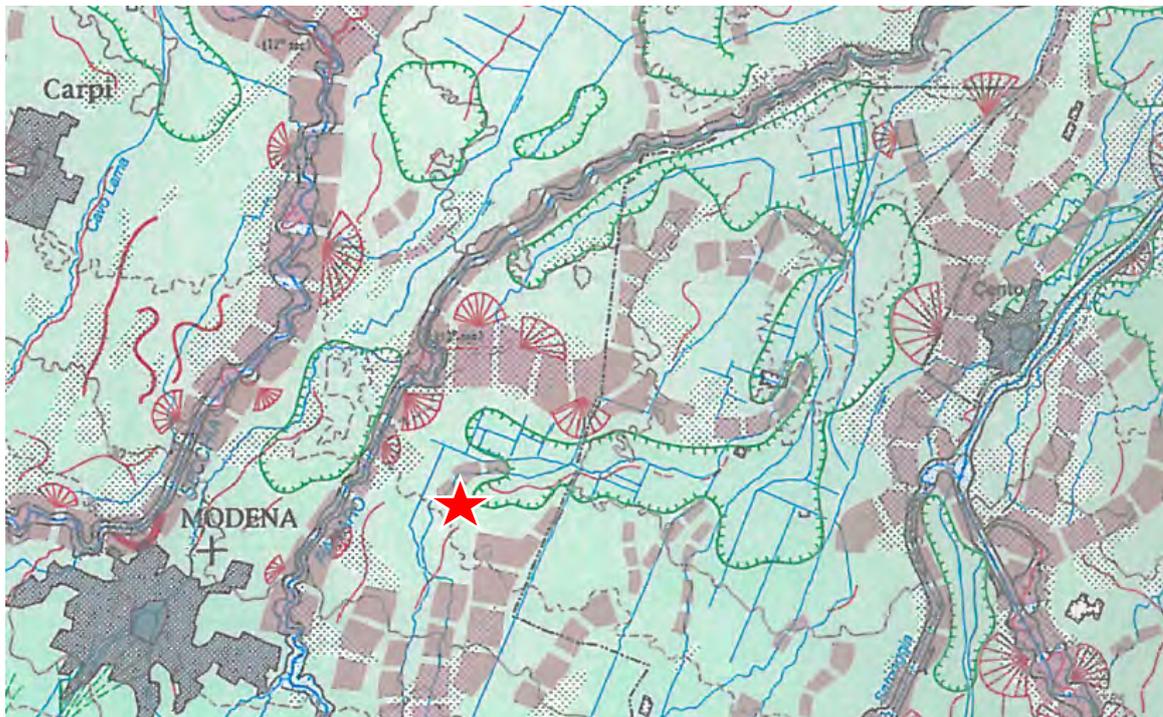


fig. 4: estratto carta geomorfologica con indicato il Comune di Nonantola

4.2– Geologia

La tavola 1 è un estratto della carta geologica regionale che rappresenta l'evoluzione sedimentaria del territorio.

Segue la tavola 2 con il dettaglio alla scala comunale, ampiamente descritto nell'allegato studio di Microzonazione Sismica al PRG vigente.

Per non appesantire la lettura del presente documento si rimanda a quell'elaborato per gli approfondimenti del caso, ricordando semplicemente che l'origine dei suoli è legata all'evoluzione dei corsi d'acqua che divagavano liberi sulla Pianura antistante la Catena appenninica.

Al termine del Pliocene¹, regimi pluviometrici assai più severi di quelli attuali scaricavano enormi quantità di detriti nei fiumi che li raccoglievano selezionandoli per granulometria e rilasciando a valle i fanghi al termine di vaste e ripetute esondazioni.

Limi ed argille finirono per impilarsi per decine di metri, interrotti da episodi sabbiosi tipici di correnti trattive, fino ad assemblare l'architettura sedimentaria tipica della pianura alluvionale. Il risultato di quelle dinamiche si legge nelle prove condotte in sito.

4.3 – Litologia stratigrafica

I sondaggi effettuati ricalcano quanto esposto nel quadro conoscitivo del PRG con qualche dissomiglianza.

I termini coesivi (argille e limi) dominano la serie stratigrafica; le sabbie si trovano in prossimità della superficie lungo la verticale CPT-2, dove raggiungono lo spessore di circa 1 m assottigliandosi verso CPT-1.

Al centro del comparto quella lente sfuma evidentemente nelle argille siltose; qui la CPTU conferma la presenza di due livelli di sabbie siltose tra 24÷25 m e 26÷27 m di profondità.

La resistenza al puntale q_c delle argille si colloca mediamente tra 10÷20 bar con locali incrementi a 30÷40 bar, per una maggiore consistenza dell'ammasso.

Gli orizzonti sabbiosi profondo raggiungono valori di q_c 2÷3 volte maggiori.

4.4 – Idrogeologia

Le caratteristiche litologiche si riflettono inevitabilmente sull'assetto idrogeologico con i corpi sabbiosi assai più permeabili dei terreni fini posti a contorno, qui prevalenti.

La falda superficiale si colloca intorno a 2 m sotto il piano campagna alimentata probabilmente dagli orizzonti più permeabili che si intrecciano nelle alluvioni argillose.

I pozzi presenti nelle vicinanze sono poco profondi e attingono con basse portate nei livelli incoerenti poco produttivi.

Il canale che borda il lotto, è profondo c.a. 2,5 m; sul fondo è presente una lama d'acqua.

Non è detto che la piezometrica scenda nei periodi siccitosi: durante la stagione irrigua, in carenza di piogge, i canali sono spesso carichi d'acqua per soddisfare la domanda degli agricoltori, per cui è facile che quelle incisioni concorrano ad alimentare la falda non avendo un fondo impermeabile.

Il drenaggio delle acque nel sottosuolo ha una direzione prevalente SO-NE.

¹ $2.6 \cdot 10^6$ anni

4.5 – Idrologia

L'elemento idraulico principale è il F. Panaro, un'affluente destro del Po; il corso d'acqua è costretto tra le sue arginature, giacché pensile sulla pianura circostante.

Il regime delle acque superficiali è gestito dal Consorzio di Bonifica di Burana che le scola attraverso la Fossa della Signora che riceve quelle dei fossi secondari; di fatto un regime idrico pressoché governato da chiuse e impianti di sollevamento.

Le criticità idrauliche sono rappresentate non tanto dai suoli poco permeabili che limitando la filtrazione delle piogge ristagnano in superficie, quanto dai contrafforti arginali del Panaro, cedono per rotta o vengono sormontati dall'onda delle piene invernali, come avvenne nel 1966, 1973, 2014 e nel dicembre scorso allagando vaste porzioni del territorio circostante.

5. SISMICA

5.1 – Quadro tettonico

La fig. 5 mostra le strutture geologiche regionali associate all'attività sismica della pianura Padana; le tonalità di verde indicano la batimetria del passaggio Miocene-Pliocene, le linee blu contraddistinguono le faglie.

Le tensioni generate lungo quei piani di scivolamento profondi 10÷50 km finiscono per originare terremoti di media intensità.

La sequenza sismica della pianura emiliana del 2012, trae origine da quel sistema di dislocazioni tettoniche, che nella bassa pianura modenese, risale a 4÷9 km; dunque in una delle fasce con minore soggiacenza dell'interfaccia formazionale e maggior concentrazione di faglie.

Tale peculiarità merita una digressione.

Nel mare pliocenico antecedente alla pianura sedimentava la Formazione delle Argille Azzurre: a Sud questa fu indotta ad emergere addossandosi alla Catena, mentre nell'attiguo bacino subsidente raggiungeva lo spessore d'alcuni chilometri.

Più a Nord, nella bassa pianura, il basamento miocenico s'inarcava e, di conseguenza, lo spessore del sedimento pelagico diminuiva.

Tale dinamica s'inquadra nella subduzione della zolla adriatica alle radici dell'Appennino e, a grande scala, nella collisione continentale ancora in atto tra lo scudo africano e l'Europa.

Lungo le dorsali che si produssero in profondità nell'area medio-padana (le cosiddette Pieghe ferraresi), le prospezioni petrolifere rivelarono che lo spessore delle Argille è di poche centinaia di metri e che quelle sono sepolte da un altrettanto materasso alluvionale quaternario.

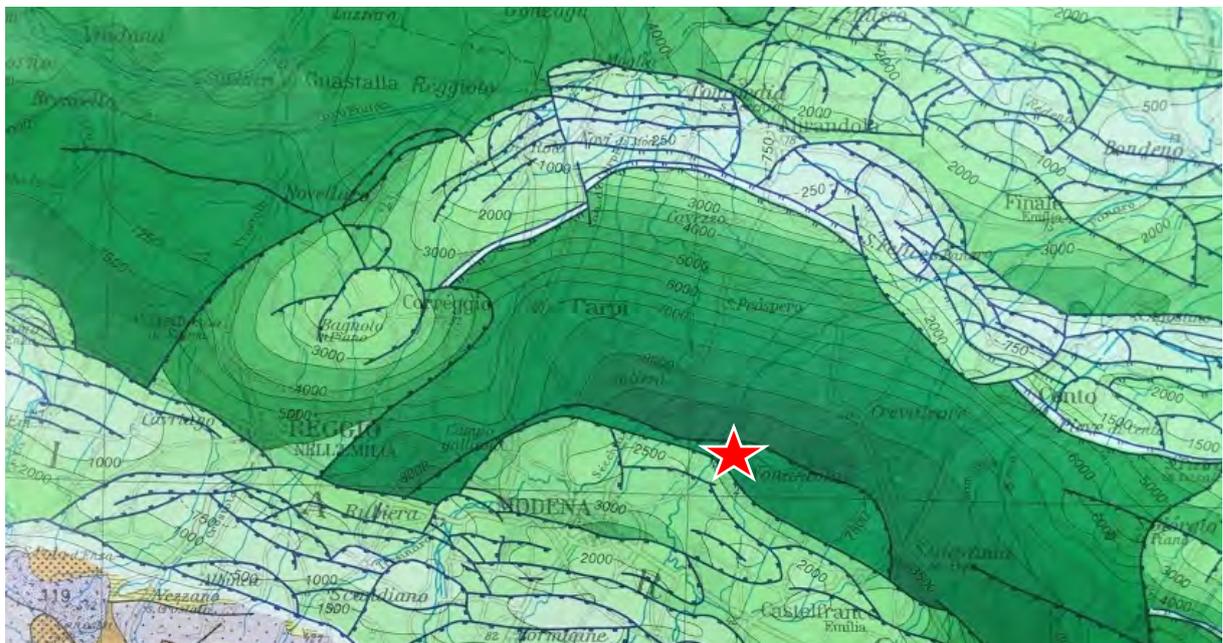


fig. 5: Schema tettonico della Pianura Padana, la stella indica Nonantola

Le tonalità più chiare di figura indicano appunto tale situazione, quelle più scure indicano invece le aree dove lo spessore di argille è molto più potente.

Alle azioni tettoniche, la coltre pliocenica reagisce da elemento in qualche misura duttile, mentre le dislocazioni avvengono per faglia nelle rocce più rigide dello zoccolo.

Ovviamente, quanto più queste ultime si approssimano alla superficie, tanto maggiore è il rischio sismico diretto.

Non a caso, dunque, la recente crisi ha prodotto gli effetti più distruttivi lungo una delle dorsali e, in parte, nell'arco sotteso alla sua flessura, riflettendosi con minore intensità sulla corona esterna.

Il Comune di Bagnolo è posto a Sud-Ovest del margine meridionale di quest'ultima fascia e da qui la sua connotazione sismica meno severa rispetto ai risalti delle Pieghe ferraresi.

Tuttavia, l'analisi dei terremoti storici registrati a Bagnolo avvalora la prospettiva futura d'eventi con magnitudo $M \geq 5.5$.

5.2 - Sorgenti sismogenetiche

Nell'Emilia Occidentale i terremoti di magnitudo $M \geq 5.5$ si originano lungo i piani di faglia evidenziati in fig. 6; la fonte è l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia².

Tra queste si segnala la struttura ITCS049 «Campegine-Correggio» profonda 3÷10 km che si immerge per 30÷50° e direzione N 70÷110° con velocità comprese tra 0.04÷0.16 mm/anno, dalla quale sono attesi eventi di Magnitudo 5÷5.6.

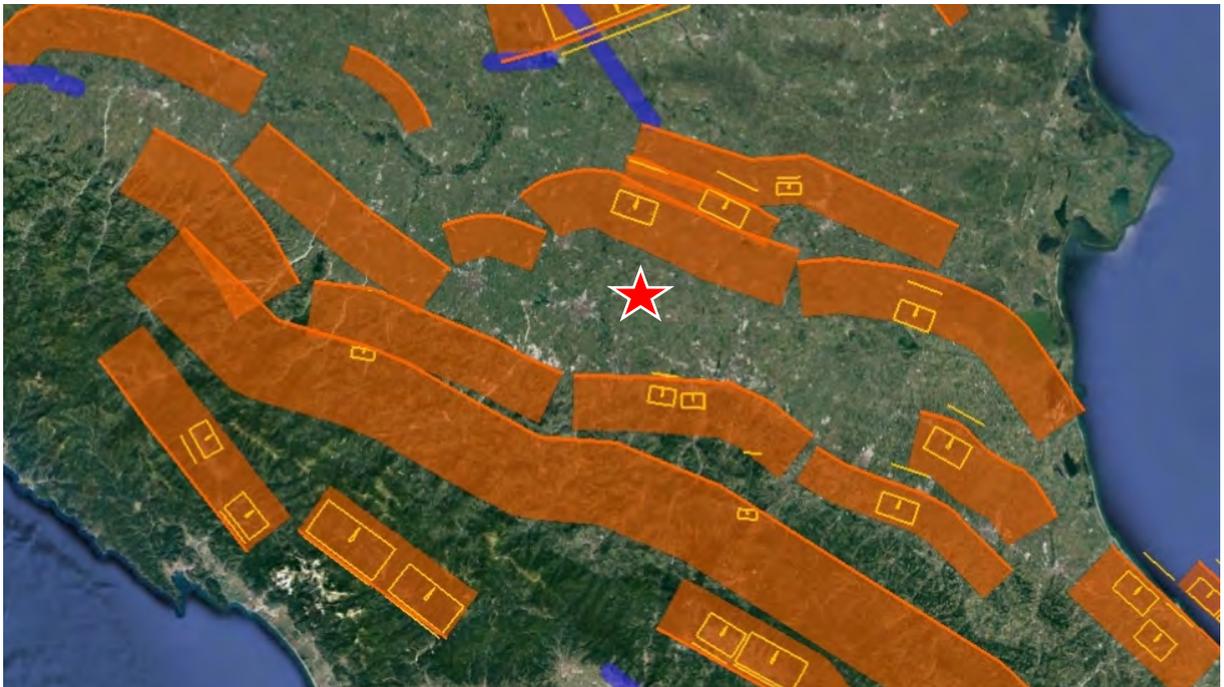


fig. 6: Sorgenti sismogenetiche

² Database of potential Source for earthquake larger than 5.5 M in Italy”

5.3 - Sismicità storica

Quanto sopra trova conferma nei principali cataloghi dei terremoti italiani³; una selezione degli eventi di magnitudo $M > 4$ avvenuti nel raggio di 30 km da Nonantola che hanno prodotto effetti locali $I_0 > 5$ (MCS) dall'anno 1000 (vedi fig. 7).

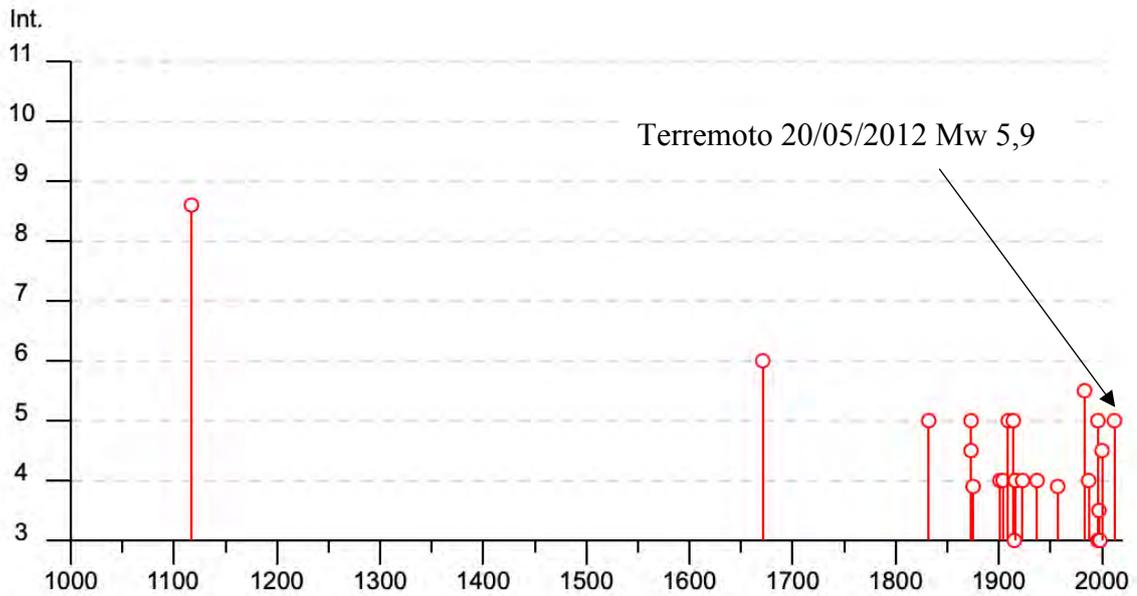


fig. 7: Eventi sismici avvenuti nel raggio di 30 km da Nonantola con $4 \leq M \leq 7$

³ Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia INGV

tab. 2: elenco eventi risenti a Nonantola estratti dal Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani di magnitudo $M_w = 4\div 7$ e intensità epicentrale $I_0 \geq 6$ MCS. Fonte: Database Macrosismico CPTI15-DBMI15 v3.0 dell' Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

Risentimento locale	anno	mese	giorno	Area epicentrale	Intensità epicentrale	Magnitudo
HD	1117	1	3	Veronese	9	6,52
6	1671	6	20	Modenese-Reggiano	7	5,27
5	1832	3	13	Reggiano	7-8	5,51
5	1873	5	16	Reggiano	6-7	5,01
4-5	1873	6	29	Alpago Cansiglio	9-10	6,29
F	1875	3	17	Costa romagnola	8	5,74
NF	1898	1	16	Romagna settentrionale	6	4,59
4	1901	10	30	Garda occidentale	7-8	5,44
4	1904	2	25	Reggiano	6	4,81
NF	1904	11	17	Pistoiese	7	5,1
5	1909	1	13	Emilia R. orientale	6-7	5,36
NF	1909	8	25	Crete Senesi	7-8	5,34
5	1914	10	27	Lucchesia	7	5,63
3	1915	1	13	Marsica	11	7,08
4	1916	5	17	Riminese	8	5,82
4	1916	8	16	Riminese	8	5,82
4	1923	6	28	Modenese	6	5,04
2	1931	6	10	Modenese	4	4,59
4	1937	12	10	Frignano	6	5,3
F	1957	8	27	Appennino modenese	5	4,73
NF	1965	11	9	Appennino reggiano	5	4,17
NF	1967	4	3	Reggiano	5	4,44
5-6	1983	11	9	Parmense	6-7	5,04
2-3	1986	12	6	Ferrarese	6	4,43
4	1987	5	8	Bassa modenese	6	4,44
NF	1988	3	15	Reggiano	6	4,57
5	1996	10	15	Pianura emiliana	7	5,38
2	1996	10	26	Pianura emiliana	5-6	3,94
3	1996	12	16	Pianura emiliana	5-6	4,06
3-4	1997	5	12	Pianura emiliana	4-5	3,68
3	1998	3	26	Appennino umbro-marchigiano		5,26
4-5	2000	6	18	Pianura emiliana	5-6	4,4
NF	2002	6	8	Frignano	4	4,23
NF	2002	6	18	Frignano	4	4,3
5	2012	5	29	Pianura emiliana	7-8	5,9

6. ANALISI DI MICROZONAZIONE SISMICA DI III° LIVELLO

Il PSC di Nonantola inserisce l'area in esame tra quelle da sottoporre ad approfondimento di III° livello per sovrapposizione di effetti sismici (fig. 8).

All'amplificazione dell'impulso sismico legata all'assetto stratigrafico si aggiunge la possibilità che i suoli più superficiali siano soggetti al fenomeno della liquefazione, con quanto ne consegue in termini di cedimenti attesi.

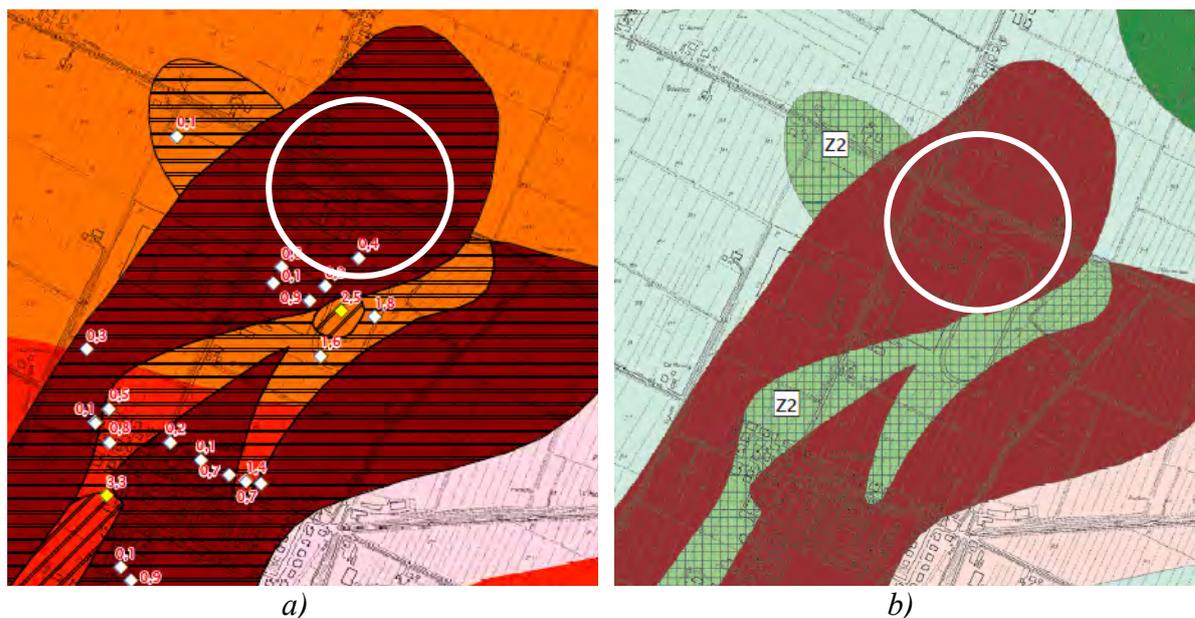


fig. 8: estratto carta microzonazione sismica comunale, a) carta delle amplificazioni, b) carta degli effetti attesi e approfondimenti

Lo “Studio di Microzonazione Sismica” (MZ) in dotazione al PSC contempla diversi elaborati che esprimono i fattori di amplificazione sismica nel territorio.

Per l'area in esame si legge $FA_{PGA} = 1,5 \div 1,8$, FA_{IS} scalati dall'Autore nel campo 0÷3 sec compresi tra 1,5÷2,4, relativi ad un sottosuolo di categoria C per $V_s = 190$ m/s, che vibra con una frequenza $F_0 = 0,8 \div 1$ Hz, equivalente ad un periodo $T_0 = 1 \div 1,25$ sec.

L'indice di liquefazione I_L viene posto tra 0÷2 definito in base ad alcune prove penetrometriche con punta meccanica eseguite nelle vicinanze fino a 10÷15 m di profondità.

Con tali premesse, nell'analisi che segue si procede alla definizione del segnale sismico da applicare al bedrock e tramite un modello matematico, determinare l'amplificazione in superficie indotta dalla stratigrafia del lotto.

L'area in esame è pianeggiante per cui le superfici stratigrafiche sono assimilate a dei piani orizzontali; nello studio si utilizza pertanto un modello monodimensionale.

6.1 – Collocazione area e definizione del segnale sismico di input

Il «Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli» regionale fornisce l'accelerazione massima orizzontale (a_g) e una serie di parametri che caratterizzano il rischio sismico per ogni nodo di un reticolo geografico di 7 km di lato, identico alla maglia delle NTC 2018.

Con la DGR 476 la Regione ha fornito delle settuple di accelerogrammi, scalati in base alle accelerazioni massime attese in ciascuno di quei nodi.

Per l'area in esame il punto ID 15838 contrassegnato da $a_g = 0,1578$, vale a dire quello più prossimo a quello che deriverebbe dall'interpolazione dell'accelerazione assegnata ai vertici della maglia circostante $a_g = 0.1589$ (vedi tab.3).

tab. 3

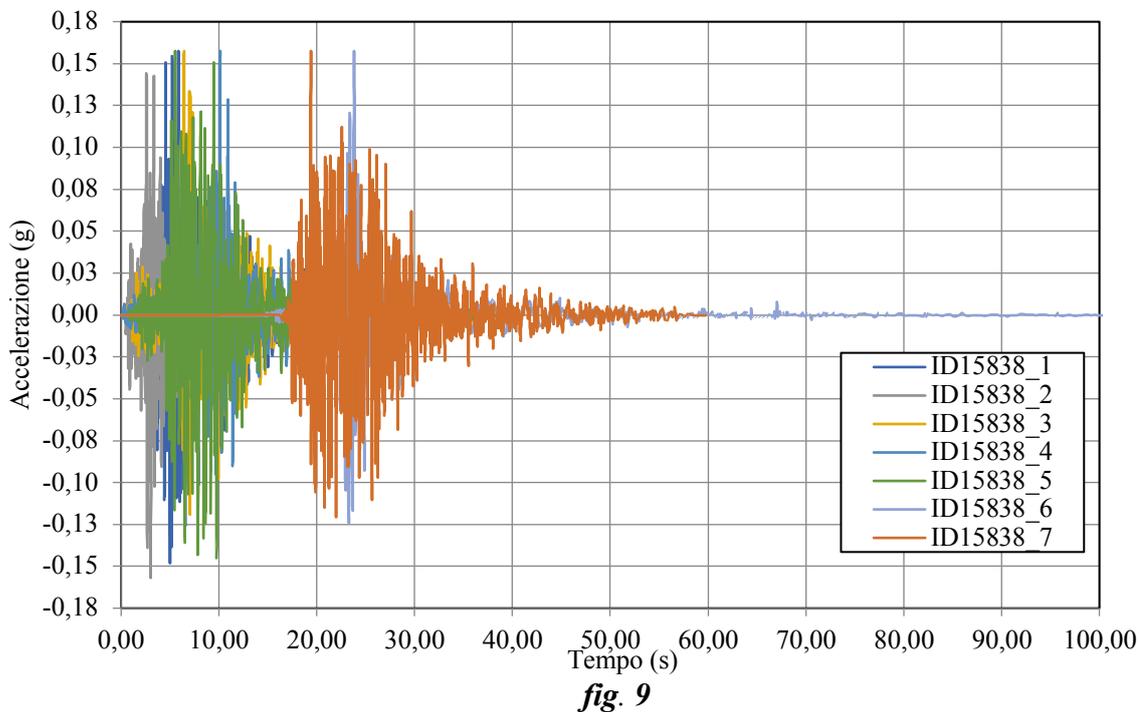
<i>Area in Studio</i>			<i>Punti Griglia</i>			
<i>Lon</i>	<i>Lat</i>	<i>ID</i>	<i>Lon</i>	<i>Lat</i>	<i>Distanza in km</i>	<i>a_g</i>
11.055974	44.696625	15838	11,0292	44,7095	2,56	0,1578
		15839	11,0994	44,7109	3,78	0,1575
		16061	11,1014	44,6609	5,36	0,1596
		16060	11,0312	44,6595	4,57	0,1619
<i>Media pesata:</i>						0,1589

La tab. 4 che segue riporta gli accelerogrammi del nodo prescelto per un tempo di ritorno di 475 anni (SLV).

tab.4

<i>ID</i>	<i>Magnitudo Mw</i>	<i>Distanza epicentrale km</i>	<i>Fattore di scala</i>	<i>Sorgente</i>
15838_1	6.2	29.9	206%	ESM EU.HRZ..HNE.D.19790524.172317.C.ACC.ASC
15838_2	5.74	12.57	135%	NGA RSN146_COYOTELK_G01320.AT2
15838_3	5.99	54.21	255%	NGA RSN703_WHITTIER.A_A-VAS000.AT2
15838_4	6.93	83.53	150%	NGA RSN804_LOMAP_SSF205.AT2
15838_5	6.69	38.07	114%	NGA RSN1091_NORTHR_VAS090.AT2
15838_6	6.6	31	64%	KiK net SMNH100010061330.EW2
15838_7	5.9	14.4	269%	ESM IT.SLO..HGE.D.20161026.191806.C.ACC.ASC

ed in forma grafica in fig. 9 di pagina seguente.



6.2 - Profilo sismico e segnali di riferimento

Per la definizione del profilo sismico tornano utili la prova MASW eseguita nel lotto ed una REMI a margine del comparto, ed alcune stratigrafie di pozzi profondi.

La profondità del bedrock sismico è quella indicata negli elaborati di microzonazione sismica comunale (vedi tab.5).

tab.5

<i>strato</i>	<i>litologia prevalente</i>	<i>spessore</i>	<i>prof.</i>	<i>Peso di volume</i>	<i>Velocità onde di taglio</i>
<i>n.</i>		<i>m</i>	<i>m</i>	<i>kN/m³</i>	<i>m/sec</i>
1	Limo e argille	5.7	5.7	17.5	196
2	Limo e argille	8.8	14.5	18.5	131
3	Argille con lenti sabbiose	15.5	30	18.8	237
4	Argille	5	35	19	345
5	Argille con subordinate lenti sabbiose	15	50	20	350
6	Argille con subordinate lenti sabbiose e ghiaiose	33	83	20.5	530
7	Argille con subordinate lenti sabbiose e ghiaiose	37	120	21	665
8	Bedrock	10	130	22	800

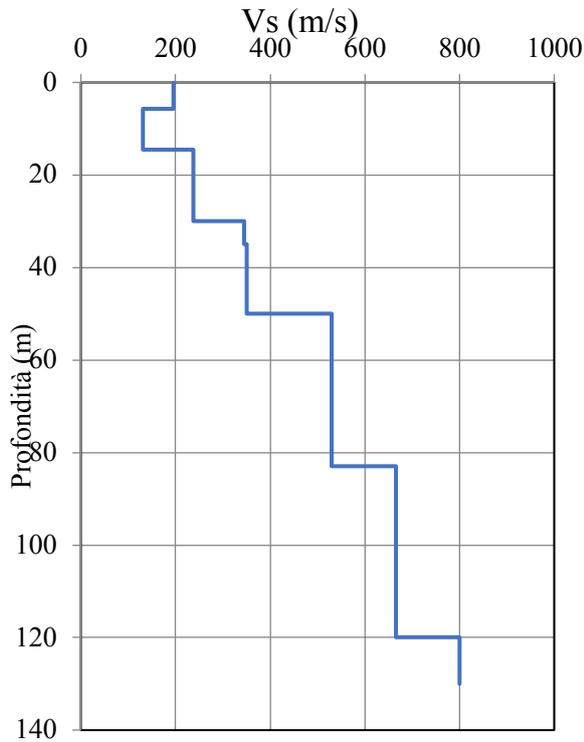


fig. 10

6.3 – Moduli elastici e decadimento

Per definire le curve di G/G_{max} e Damping (%) per i vari materiali, in mancanza di prove originali, si utilizzano le curve tratte da bibliografia (Idriss et al. 1990).

La scelta, pur essendo cautelativa è da considerarsi accettabile per la bassa influenza del dato sull'amplificazione prodotta dal sisma.

<u>Strain (%)</u>	<u>G/Gmax</u>	<u>Damping (%)</u>
0,0001	1.000	0.240
0,0003	1.000	0.440
0,0010	1.000	0.800
0,0032	0.979	1.460
0,010	0.941	2.800
0,0316	0.839	5.310
0,10	0.656	9.800
0,316	0.429	15.740
1,00	0.238	21.000
3,16	0.238	21.000
10,0	0.238	21.000

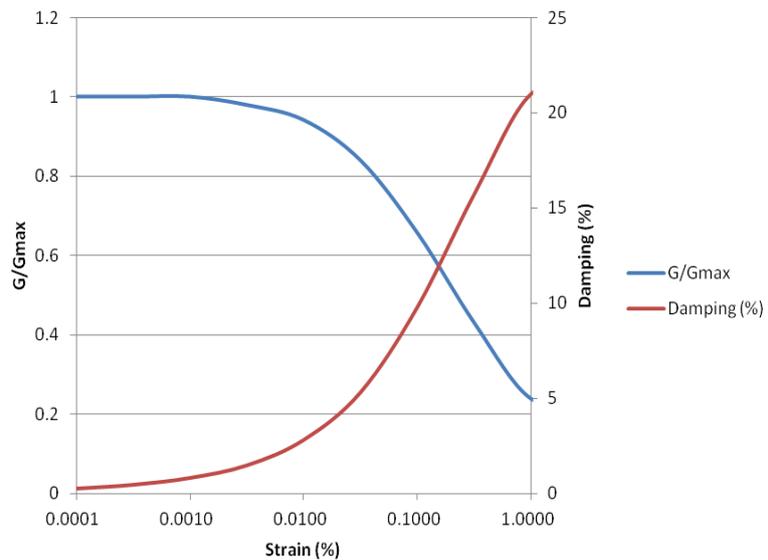


fig. 11: curve valide per limi e argille

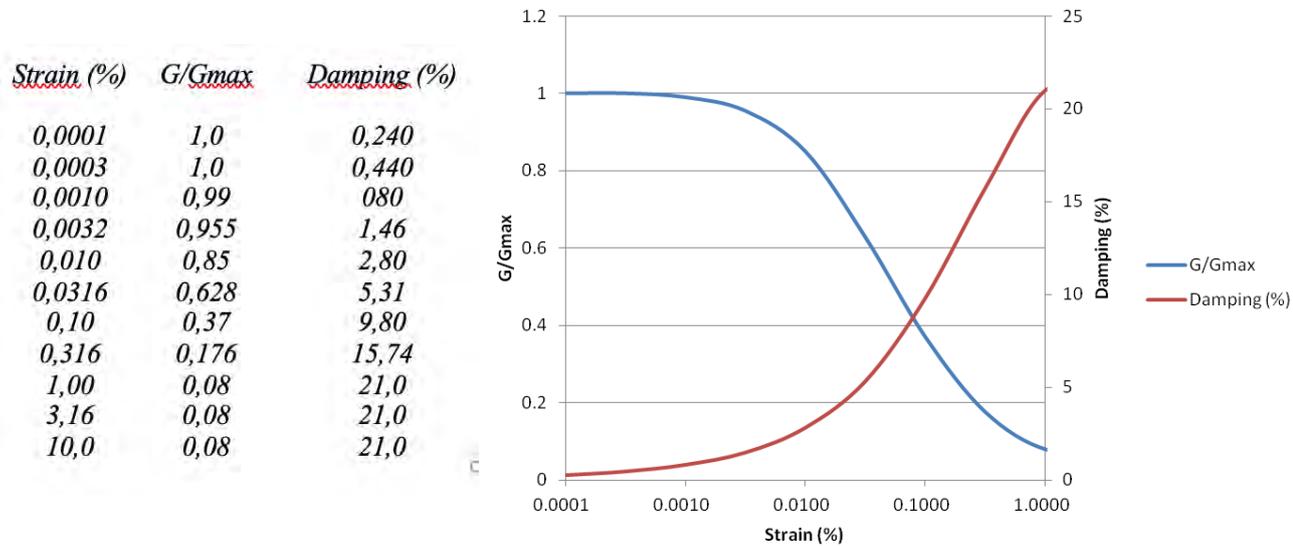


fig. 12: curve valide per le sabbie

6.4 – RSL risposta sismica locale

Per la definizione della risposta sismica locale ci si è avvalsi del software «STRATA⁴»

I dati di input sono quelli già indicati; tra i molteplici output che fornisce il programma vi sono gli spettri di risposta in accelerazione e velocità relativa, che forniscono la base per il calcolo dei parametri richiesti da Regione Emilia-Romagna negli studi di terzo livello.

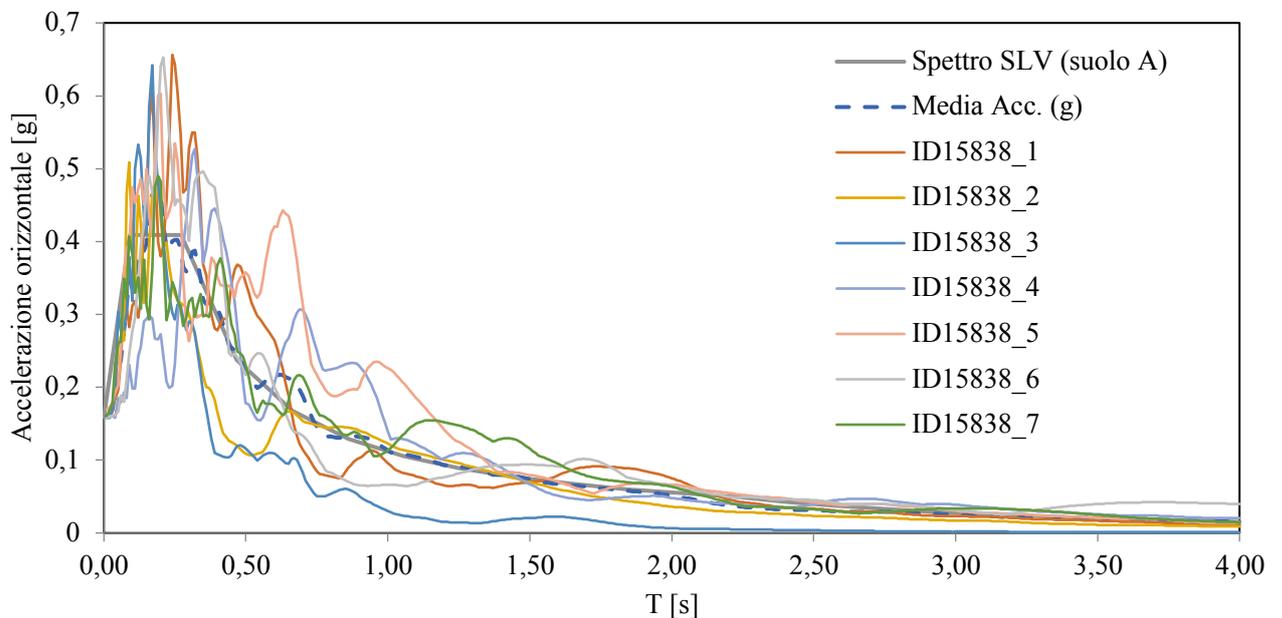


fig. 13: spettri di input del moto sismico in ingresso al bedrock

⁴ Albert Kottke , Ellen Rathje - University of Texas, Austin.

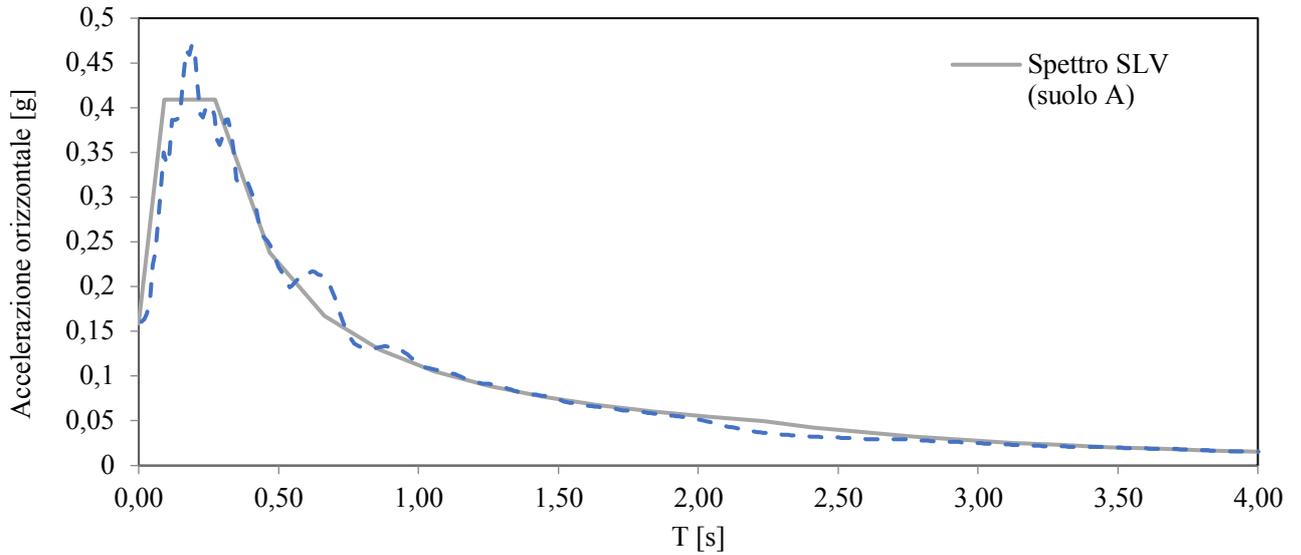


fig. 14: spettro suolo tipo A (SLV)

Seguono gli spettri amplificati durante il passaggio attraverso i sedimenti, misurati in affioramento (outcrop):

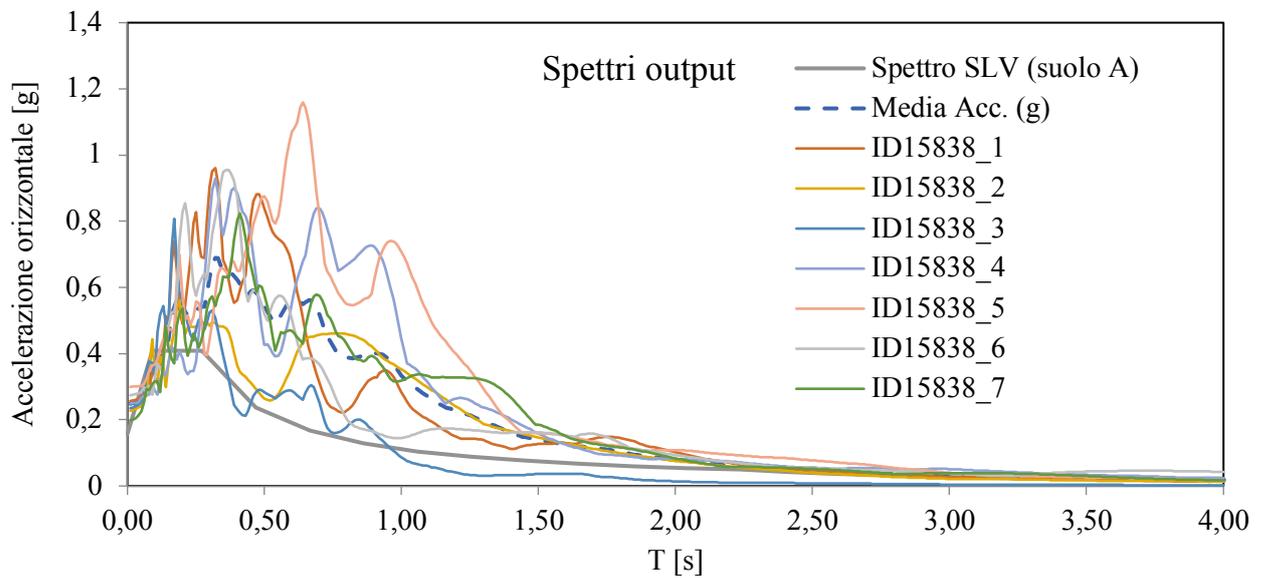


fig. 15: spettri in output, accelerazione orizzontale

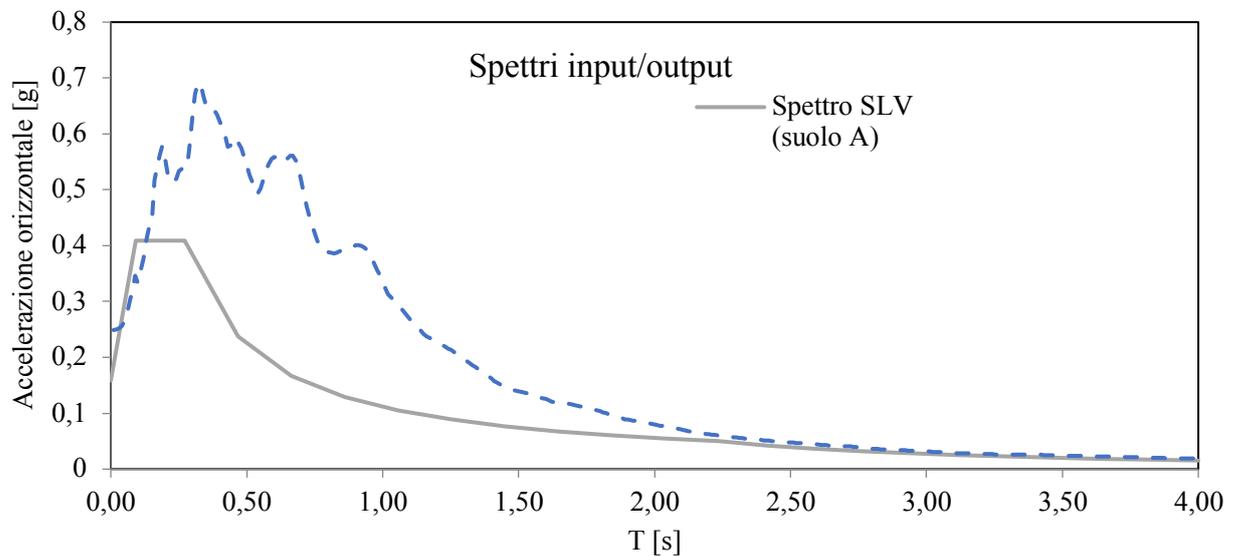


fig. 16: spettro in output, accelerazione orizzontale suolo tipo A (SLV)

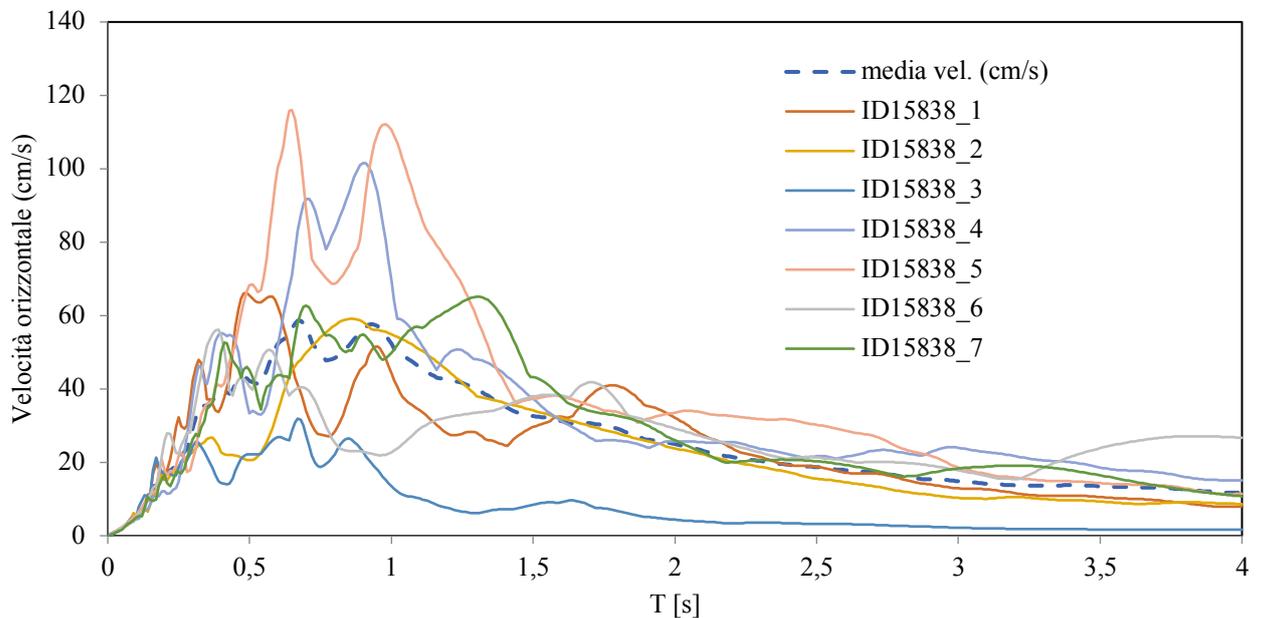


fig. 17: spettri in output, velocità orizzontale

6.5 - Parametri derivati

L'amplificazione dell'accelerazione massima orizzontale è resa da F_{PGA} vale a dire il rapporto al periodo $T = 0$ tra l'accelerazione risultante alla superficie del sito (PGA) e quella riferita al bedrock (PGA_0).

Per rappresentare l'amplificazione locale nel comparto, oltre a questo termine, sono stati calcolati per gli intervalli d'integrazione:

$$\Delta T_1: 0.1 \div 0.5 \text{ s}$$

$$\Delta T_2: 0.4 \div 0.8 \text{ s}$$

$$\Delta T_3: 0.7 \div 1.1 \text{ s}$$

$$\Delta T_4: 0.5 \div 1.5 \text{ s}$$

i seguenti parametri:

- # FA: rapporto tra l'integrale dello spettro di risposta in accelerazione alla superficie del sito SA e quello corrispondente al suolo di riferimento SA₀;
- # FH: rapporto tra l'integrale dello spettro di risposta in velocità (Housner 1959) alla superficie del sito SI e quello corrispondente al suolo di riferimento SI₀;
- # H_{SM}: scuotimento atteso al sito in valore assoluto in cm/s² in valore assoluto espresso come una accelerazione in cm/s²

6.6 – Risultati per l'area in studio

I valori della maglia della Regione Emilia-Romagna sono in tab. 6

tab.6: ID15838 - lon ED50-11,0292 - lat ED5044,7095

SA 010	0,3682
SA 015	0,4061
SA 020	0,4505
SA 030	0,3726
SA 040	0,3019
SA 050	0,2261
SA 075	0,1322
SA 100	0,0911
SA 150	0,0512
SA 200	0,0342
ASI01 05÷0.4 s	348,38376
CLASSI (ASI 0105/0,4 s)	325÷350
a _g (a _{ref})	0,1578
F16°perc	0,148
F84°perc	0,18

I valori calcolati per l'area in studio, ovvero gli estremi delle integrazioni e gli integrali degli spettri di velocità, sono riportati nelle tabb. 7÷8 che seguono.

tab. 7:

n.	Estremi integrazione [s]		Integrali spettri accelerazione [g/s]				ΔT	H	$H_{SM}(cm/s^2)$
	T_1	T_2	in SA_0	out SA	FA	ASI_{UHS}			
1	0,1	0,5	0,1410	0,2247	1,59	0,1412	0,4	0,5626	552
2	0,4	0,8	0,0831	0,2092	2,52	0,0789	0,4	0,4967	487
3	0,7	1,1	0,0517	0,1500	2,90	0,0508	0,4	0,3683	361
4	0,5	1,5	0,1288	0,3361	2,61	0,1236	1,0	0,3227	317

tab. 8

N.	Estremi integrazione [s]		Integrali spettri velocità [(m/s)/s]		
	T_1	T_2	in SI_0	out SI	FH
1	0.1	0.5	0.0619	0.1093	1.76
2	0.4	0.8	0.0751	0.1924	2.56
3	0.7	1.1	0.0715	0.2073	2.90
4	0.5	1.5	0.1814	0.4649	2.56

Terremoto	PGA	PGA_0	F_{PGA}
ID15838_1	0.2567	0.1589	1.62
ID15838_2	0.2276	0.1589	1.43
ID15838_3	0.2351	0.1589	1.48
ID15838_4	0.2495	0.1589	1.57
ID15838_5	0.3001	0.1589	1.89
ID15838_6	0.2742	0.1589	1.73
ID15838_7	0.1992	0.1589	1.25
Media	0.2489	0.1589	1.5664

Il valore medio della PGA è quello da utilizzare per la verifica alla liquefazione.

Il termine H_{SM} è considerato rappresentativo delle pericolosità sismica in una data porzione del territorio sulla scorta dei risultati degli studi di microzonazione sismica.

Questo risulta indipendente dalle specifiche procedure adottate per la definizione dei fattori di amplificazione è dato dalla seguente relazione

$$H_{SM} = (ASI_{UHS}/\Delta T) * FA \quad (\text{Naso ed Alii, 2019}).$$

dove

ASI_{UHS} è il valore integrale dello spettro di riferimento in accelerazione calcolato per l'intervallo di periodi $0,1s \leq T \leq 0,5s$;

ΔT è l'intervallo di tempo sul quale si è proceduti all'integrazione (in questo caso pari a 0,4s);

FA è il fattore di amplificazione in accelerazione calcolato per lo stesso intervallo di periodi.

A partire da questo dato risulta possibile confrontare il livello di pericolosità di aree diverse dell'intero Territorio nazionale (vedi tab. 9).

tab. 9: classi di pericolosità

RISCHIO SISMICO	MOLTO BASSA	BASSA-MODERATA	MODERATA	ALTA	MOLTO ALTA
HMS (cm/s ²)	< 180	180-340	340-650	650-1240	> 1240
DANNO POTENZIALE	NESSUNO-BASSO	BASSO-MODERATO	MODERATO-ALTO	ALTO	MOLTO ALTO
INTENSITA' STRUMENTALE	< VI	VII	VIII	IX	IX

Per fabbricati con periodo proprio ragionevolmente atteso tra 0,4÷0,8 s risulterebbe una pericolosità moderata ($H_{MS} = 487$).

Per quanto riguarda la definizione dello spettro di risposta, la normativa regionale suggerisce l'utilizzo di uno spettro normalizzato in accelerazione orizzontale, per un periodo di ritorno di 475 anni ed uno smorzamento pari a 5% riferito ad un suolo di tipo A.

Tale spettro è deducibile dalle indicazioni della normativa nazionale (NTC2018) per lo stato limite SLV.

T (s)	Se (g)
0,000	0,159
0,090	0,409
0,270	0,409
0,470	0,238
0,660	0,167
0,860	0,129
1,060	0,105
1,250	0,089
1,450	0,077
1,650	0,068
1,840	0,060
2,039	0,055
2,235	0,050
2,235	0,050
2,412	0,043
2,588	0,037
2,765	0,033
2,941	0,029
3,118	0,026
3,294	0,023
3,471	0,021
3,647	0,019
3,824	0,017
4,000	0,016

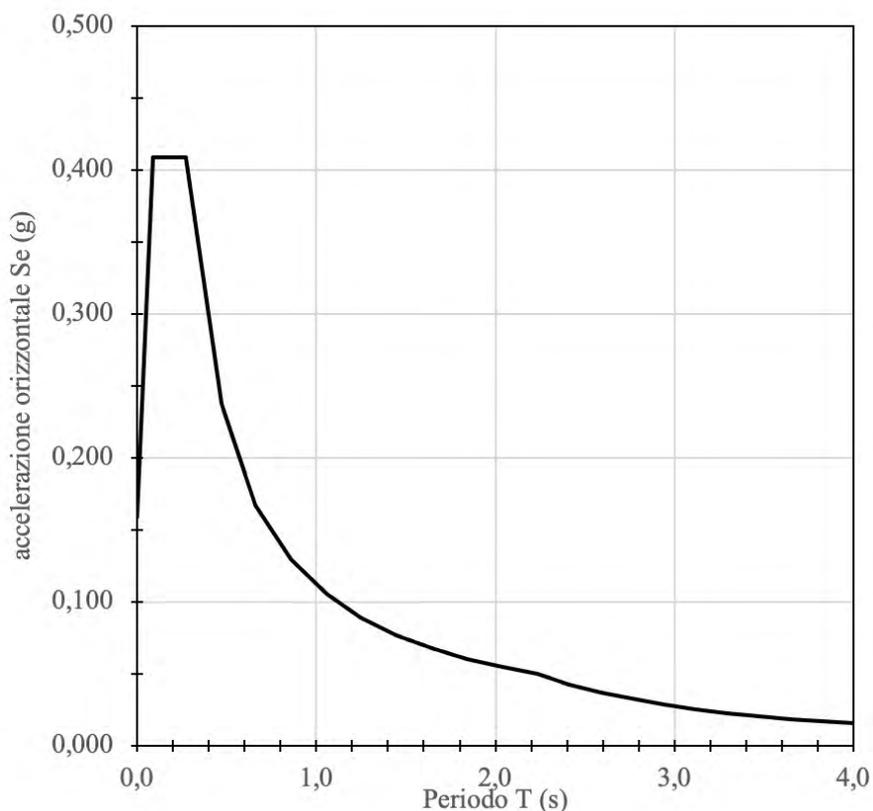


fig. 18

6.7 - Potenziale di liquefazione

Col termine "liquefazione" s'intende la diminuzione di resistenza al taglio di un terreno saturo privo di coesione a seguito dell'intervento di forze esterne, fino al raggiungimento di una condizione di fluidità, pari a quella di un liquido viscoso.

In genere sono soprattutto le azioni dinamiche connesse per esempio ad uno scuotimento sismico a disturbare l'equilibrio dello scheletro solido, orientando le particelle del terreno, immerse in acqua, verso una maggiore compattezza.

In determinate condizioni l'acqua non può drenare istantaneamente, cosicché lo scheletro solido trasferisce ad essa una parte degli sforzi efficaci; l'incremento della pressione interstiziale che ne deriva può eguagliare la pressione totale di confinamento, annullando in pratica la resistenza al taglio.

Fenomeni del genere sono stati registrati in occasione del terremoto modenese del 2012 soprattutto nelle sabbie fini e nei limi saturi di media e bassa densità ed a granulometria uniforme, mentre nelle ghiaie e nelle sabbie grossolane l'elevata permeabilità inibisce l'incremento della pressione dei pori, annullando a tutti gli effetti il problema.

I depositi argillosi, considerata la natura coesiva, si possono di fatto considerare non liquefacibili.

In sintesi la liquefazione di un terreno è il risultato dell'effetto combinato di due principali categorie di fattori: le condizioni del terreno (fattore predisponente) e la sismicità (fattore scatenante).

Secondo la DGR 630/2019, la probabilità che si manifestino fenomeni di liquefazione è bassa o nulla se è verificata almeno una delle seguenti condizioni:

1. magnitudo attesa $M_w < 5$;
2. accelerazione in condizioni di campo libero $a_g < 0,1$
3. terreni sabbiosi con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:
 - i) frazione passante al vaglio 200 ASTM (0,074 mm) $FC > 20\%$ con indice di plasticità $IP > 10\%$;
 - ii) frazione passante al vaglio 200 ASTM (0,074 mm) $FC \geq 35\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 20$ oppure $q_{c1N} > 120$, ovvero $V_{s1} > 200$ m/s;
 - iii) frazione passante al vaglio 200 ASTM (0,074 mm) $FC \leq 5\%$ e resistenza $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 160$, ovvero $V_{s1} > 220$ m/s;
4. distribuzione granulometrica esterna per oltre il 50% al fuso di fig. 9a per materiali con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in fig. 9b per $U_c > 3,5$;
5. soggiacenza media della falda superiore a 15 m dal piano campagna.

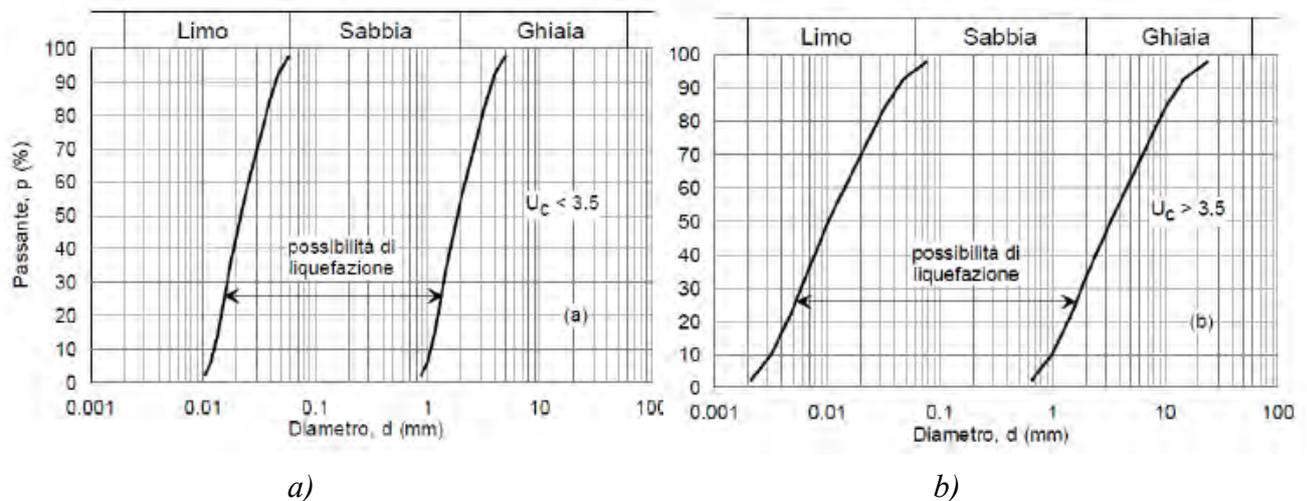


fig.19: fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità a liquefazione di terre a granulometria uniforme (a) ed estesa (b) secondo AGI 2005

Nel caso specifico s'impone una valutazione in merito.

A questo proposito torna utile un nostro codice di calcolo che utilizza i valori penetrometrici nell'ambito della metodica messa a punto da Robertson & Wride, 1997 e raccomandato da Thecnical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering, 1999.

I parametri di magnitudo $M_w = 6$ sono scelti con riferimento ai principali cataloghi parametrici italiani¹¹, l'accelerazione orizzontale attesa è quella indicata dalla Regione Emilia Romagna: $a_g = 0,2489$.

La verifica è circoscritta alla CPTU 1 rappresentativa delle condizioni litologiche e geomeccaniche dell'intero comparto D7; il procedimento prevede:

1. la stima della resistenza alla liquefazione, espressa in termini di rapporto di resistenza ciclica CRR o di resistenza alla punta normalizzata q_{cIN} dedotta dal test;
2. la stima dell'azione sismica attesa espressa in termini di rapporto di sforzo di taglio ciclico CSR o di resistenza di punta normalizzata critica q_{cIN-CR} espressa in funzione dei parametri sismici caratteristici del terremoto atteso (picco di accelerazione a_{max} e magnitudo M_w) e dello stato tensionale alla profondità di prova;
3. Il calcolo del fattore di resistenza alla liquefazione FSL dato dal rapporto CRR/CSR, oppure q_{cIN}/q_{cIN-CR} , fino ad una profondità critica oltre la quale si esclude che possano verificarsi fenomeni di liquefazione.

Da qui il calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione P_L integrando il prodotto tra la variabile $F(z)$ legata a FSL ed un termine $w(z)$ che decresce linearmente con la profondità, in accordo con Iwasaki, 1978.

¹¹ CFTI - Catalogo dei Forti Terremoti Italiani dal 461 a.C. al 1990); DBMI15 v3.0 – Database macrosismico italiano; CPTI15 - Catalogo Parametrico Terremoti Italiani (agg. maggio 2017).

L'indice P_L è compreso nel campo $0 \div 100$, ed esprime quantitativamente la severità del rischio di liquefazione: per valori dell'indice $0 \leq P_L \leq 2$ il rischio di liquefazione è «basso»; per valori di P_L maggiori il rischio cresce da «moderato» ($2 \leq P_L \leq 5$) a «alto» ($5 \leq P_L \leq 15$) fino a diventare «molto alto» per valori di $P_L > 15$.

Si tralascia la descrizione degli algoritmi utilizzati per non appesantire la lettura, sintetizzando i risultati del calcolo automatico nei grafici estratti da CPTU (vedi fig. 20).

I primi diagrammi in alto di ogni figura sono i dati di input del metodo, vale a dire la resistenza di punta q_c , l'attrito laterale f_s ed il rapporto di frizione FR, normalizzati alla pressione atmosferica p_a .

Seguono l'interpretazione litologica, ovvero l'indice del tipo di terreno I_c ed il contenuto in % dei termini fini FC, attraverso i quali vengono identificati i livelli passibili di liquefazione.

Il sesto grafico contiene la resistenza alla punta corretta normalizzata q_{c1N} e la resistenza equivalente per le sabbie pulite $(q_{c1N})_{CS}$, necessaria per poter applicare alle sabbie limose i metodi predisposti per le prime.

Il diagramma successivo riporta i profili di CSR e CRR, limitando quest'ultimo solo ai livelli potenzialmente liquefacibili; segue il grafico del fattore di sicurezza FSL nei confronti della liquefazione ed infine la funzione cumulata dell'indice del potenziale di liquefazione ΣP_L riferito alla profondità Δz .

Come era lecito attendersi, l'output di pagina 27 conferma un rischio di liquefazione pressoché nullo.

6.8 – Cedimenti per densificazione post sismica

La possibilità d'incorrere in fenomeni di riconsolidazione a seguito di un terremoto è concreta nei depositi sabbiosi saturi e nelle argille particolarmente molli; qui la consistenza non è elevata, ma nemmeno bassa al punto da produrre effetti eclatanti.

I limiti imposti dagli "Indirizzi di microzonazione" per un sottosuolo di natura coesiva riguardano l'ambito:

$$c_u \leq 70 \text{ kPa};$$

$$V_s < 180 \text{ m/s};$$

$$I_p \geq 30\%.$$

qualora l'azione sismica produca un incremento della pressioni interstiziali $\Delta u / \sigma'_{v0} \geq 0,3$.

Dal momento che il sottosuolo in esame ricade in quel campo di valori, si procede con la stima dell'addensamento.

Il calcolo riguarda lo strato spesso 8,8 m individuato tra 5,7÷14,5 m di profondità in accordo con il metodo proposto al relativo paragrafo B3, Allegato 3 degli Indirizzi secondo il quale il cedimento permanente post-sismico può essere stimato con la seguente relazione:

$$s = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vi} \cdot \Delta z_i$$

dove

ε_{vi} = deformazione verticale percentuale dello strato *i-esimo*

Δz_i = spessore del medesimo,

RISCHIO LIQUEFAZIONE

(Robertson & Wride, 1997 - Iwasaki et al. 1982 - Robertson, 2009)
 (C.H. Juang, C.S. Ku, C.C. Chen, 2010)

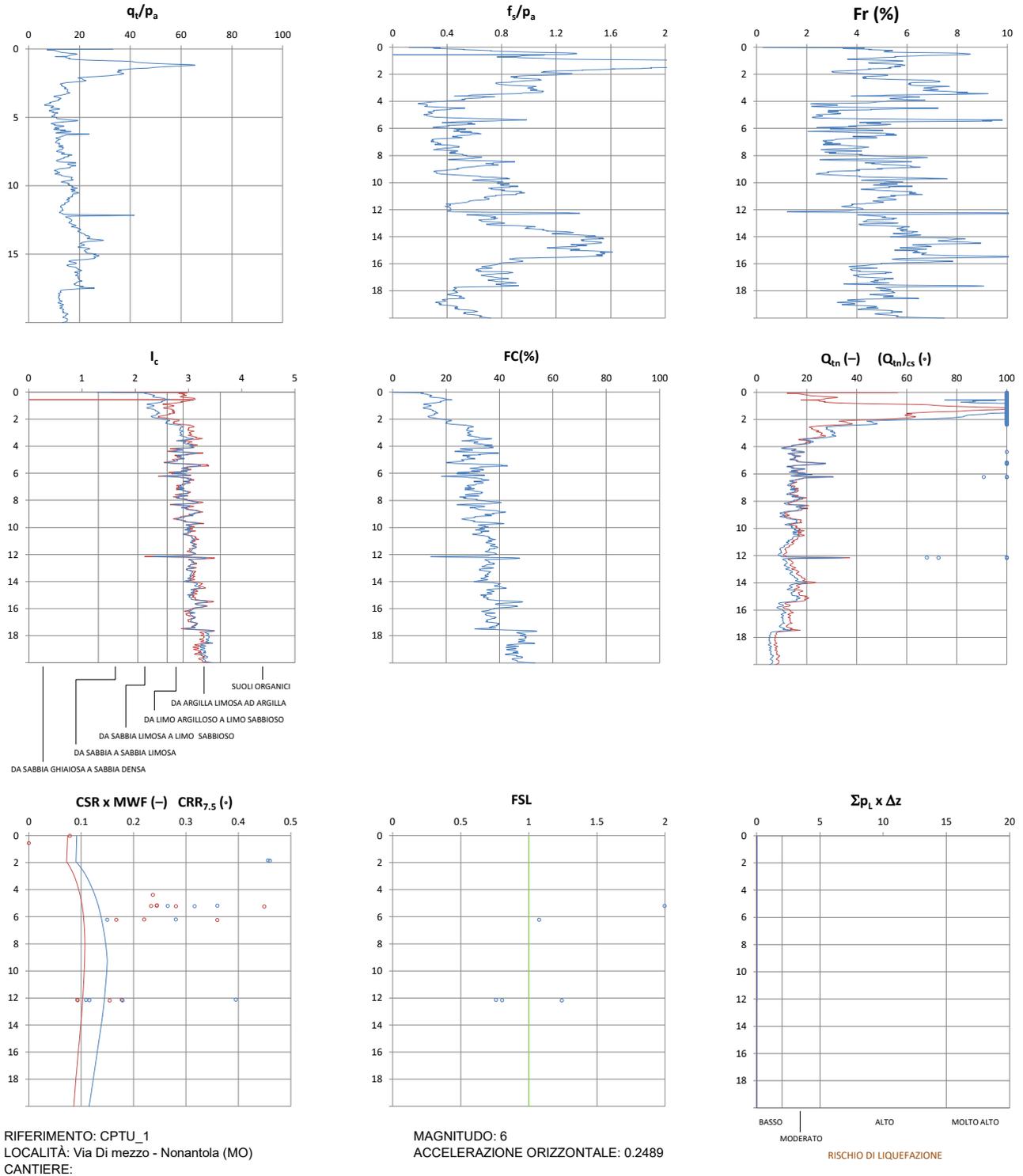


fig. 20: output numerico verifica liquefazione CPTU

Per determinare la deformazione percentuale ε_v si è ricorsi all'equazione⁵.

$$\varepsilon_{vi} \cdot \alpha = (C_r / (1 + e_0)) \cdot \log(1 / (1 - r_u)) \quad \text{Yasuhara \& Andersen, 1991}$$

$C_r / (1 + e_0)$ è il rapporto di ricompressione RR al quale si attribuisce il valore 0,018, ricorrente nelle prove edometriche sulle argille della Pianura, laddove sia disponibile un ramo di scarico-ricarico prossimo alla tensione litostatica efficace.

Il rapporto r_u fra l'incremento di pressione interstiziale Δu indotta dallo scuotimento sismico e la tensione litostatica efficace media σ'_{v0} è dato dalla seguente relazione:

$$\Delta u / \sigma'_{v0} = 0,45 \cdot \log(\gamma_{\max} / \gamma_v)$$

dove γ_{\max} è la deformazione di taglio massima indotta dal terremoto determinabile in prima approssimazione dalla seguente relazione:

$$\gamma_{\max} = a_{\max} / g \cdot \sigma'_{v0} \cdot (1 - 0,015 \cdot z) \cdot 1/G$$

con

z in metri.

G è il modulo di taglio corrispondente a γ_{\max} determinabile in via iterativa utilizzando la legge di variazione $G\gamma/G_0$ dal grafico di fig. 21 con $G_0 = 33 \div 50$ MPa.

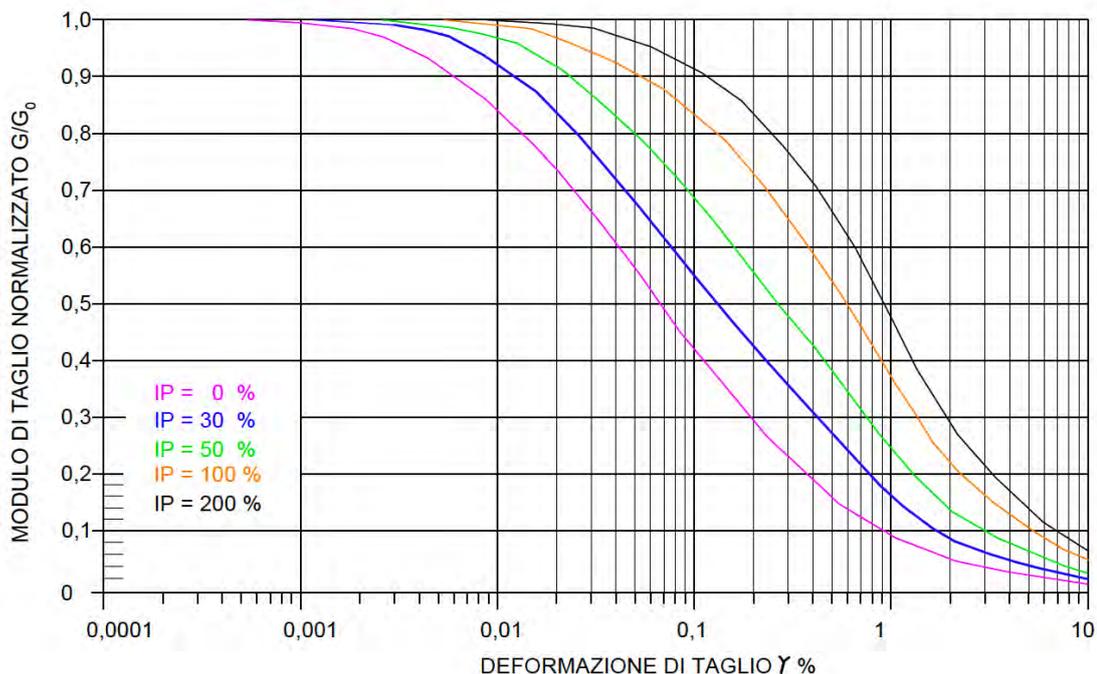


fig. 21: Curva $G/G_0 - \gamma$ per terreni a grana fine secondo AGI 2005

⁵ "Recompression of normally consolidated clay after cyclic loading". Kazuya Yasuhara and H Andersen. SOILS AND FOUNDATION - vol.31 no 1, 83-94 Mar.1991. Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Si sottolinea che gli Autori pongono il coefficiente α al primo membro dell'equazione.

La deformazione percentuale di taglio γ_{\max} al livello dello strato critico è tratta mediando i valori risultanti dall'iterazione compiuta da «STRATA» per i sismi di riferimento che concorrono a definire $r_u = 0,2 \div 0,3$.

La deformazione di soglia volumetrica γ_v è calcolata tramite l'equazione empirica:

$$\gamma_v = A \cdot (\text{OCR} - 1) + B \quad \text{Matsui et Al., 1980}$$

con

$$A = 0,0012 \text{ per } I_p = 40\%$$

$$B = 0,0011 \text{ per } I_p = 40\%$$

$$\text{OCR} = 2,5$$

$$\gamma_v = 0,0012 \cdot (2,5 - 1) + 0,0011 = 0,0029$$

e in definitiva:

$$\varepsilon_{vi} = 1/1,5 \cdot 0,015 \cdot \log(1/1-0,2) = 0,00096$$

per cui si stima un cedimento complessivo:

$$S_{\text{tot}} = 0,00096 \cdot 8 \cdot 1000 \approx 7,5 \text{ mm}$$

Data l'uniformità stratigrafica del lotto non si prevedono deformazioni differenziali e quella attesa risulta del tutto ammissibile.

Il valore va letto con le opportune cautele per le considerazioni fatte in premessa; esso rappresenta infatti un ordine di grandezza che conferma la fattibilità dell'intervento.

6.9– Carte tematiche

L'approfondimento di III[^] livello si chiude con le carte di sintesi allegate; in particolare:

- # Tavola 9 «Carta delle indagini» che ribadisce la posizione delle indagini condotte nel comparto e di riferimento per lo studio in oggetto e di quelle a corredo del PRG;
- # Tavola 10 «Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica» l'elaborato, richiesto nello studio di III[^] livello di approfondimento, è utile per chiarire l'assetto litostratigrafico dell'area e la successione delle velocità delle onde S considerate per la definizione degli spettri.
- # Tavola 11 «Carta degli indici di liquefazione» i valori del potenziale di liquefazione sovrapposti al disegno attribuiscono al comparto D7 un rischio pressoché nullo.
- # Tavola 12 «Carta degli abbassamenti per addensamento» il cedimento atteso è uniforme in tutto il comparto D7.

- # Tavola 13 «Carte dei fattori di amplificazione in termini di PGA, SA, SI»
l'elaborato puntualizza i valori in argomento sulla zona omogenea in prospettiva sismica.

- # Tavola 14 «Carta dello scuotimento atteso» con indice di pericolosità sismica HMS;
l'elaborato puntualizza i valori in argomento sulla zona omogenea in prospettiva sismica.

7. QUESTIONI GEOTECNICHE

Nell'ambito dello studio di piano particolareggiato, la "geotecnica" non può che limitarsi all'esame prestazionale dei terreni d'appoggio delle future opere edili, giacché le verifiche agli stati limite sono proprie del progetto esecutivo, come prevedono le NTC 2018.

A questo proposito si prevedono due capannoni per attività agroindustriali di piccole dimensioni con luci di 10÷12 m che comporteranno carichi modesti in fondazione.

Quanto alla viabilità ed ai parcheggi occorrerà pensare ad un sottofondo di adeguato spessore; dovendo allinearsi alle quote del cortile dell'abitazione esistente è plausibile la sostituzione del primo metro di suolo con aggregati riciclati e pietrischi di frantoio, senza escludere la stabilizzazione con legnati idraulici, quale valida alternativa.

Il modello geologico sopra delineato ammette fondazioni superficiali a pianta raccolta.

7.1 – Assetto geo-meccanico del primo sottosuolo

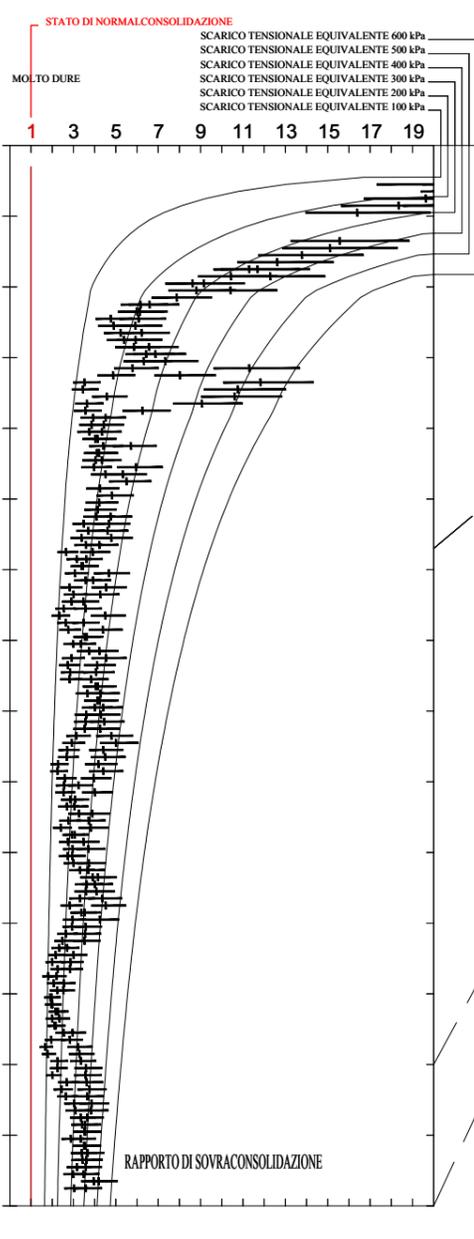
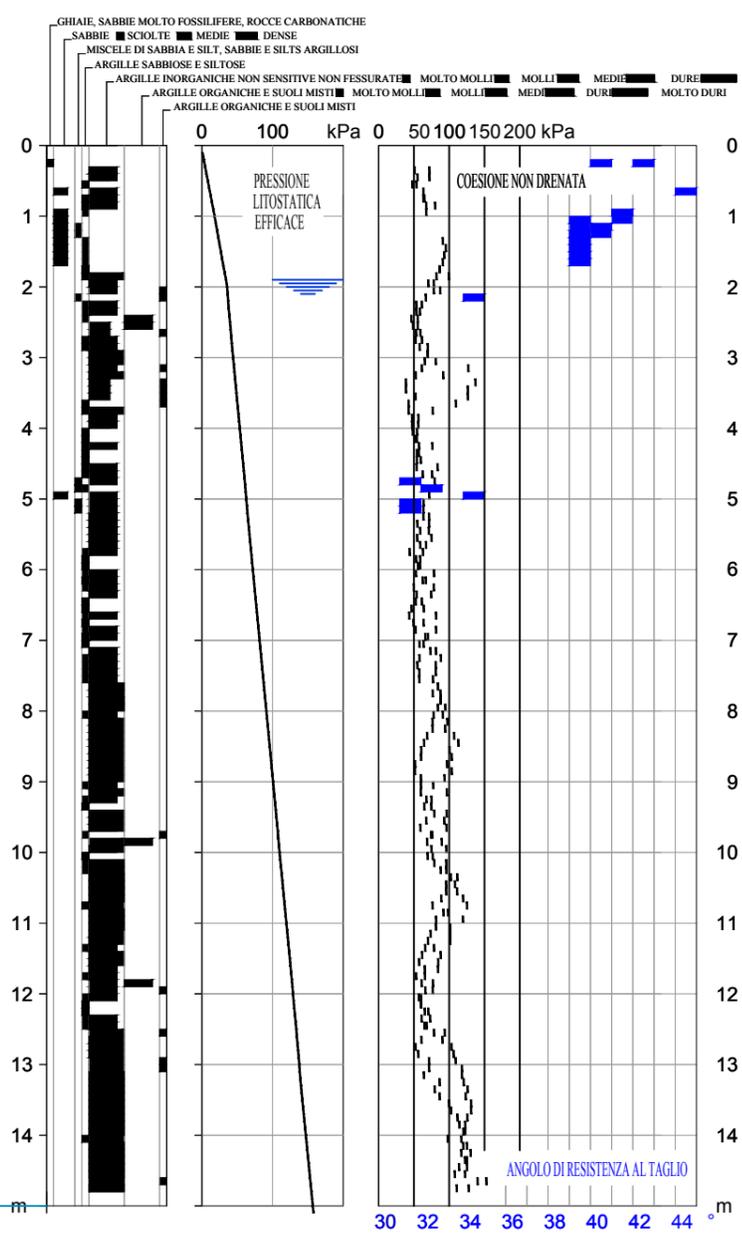
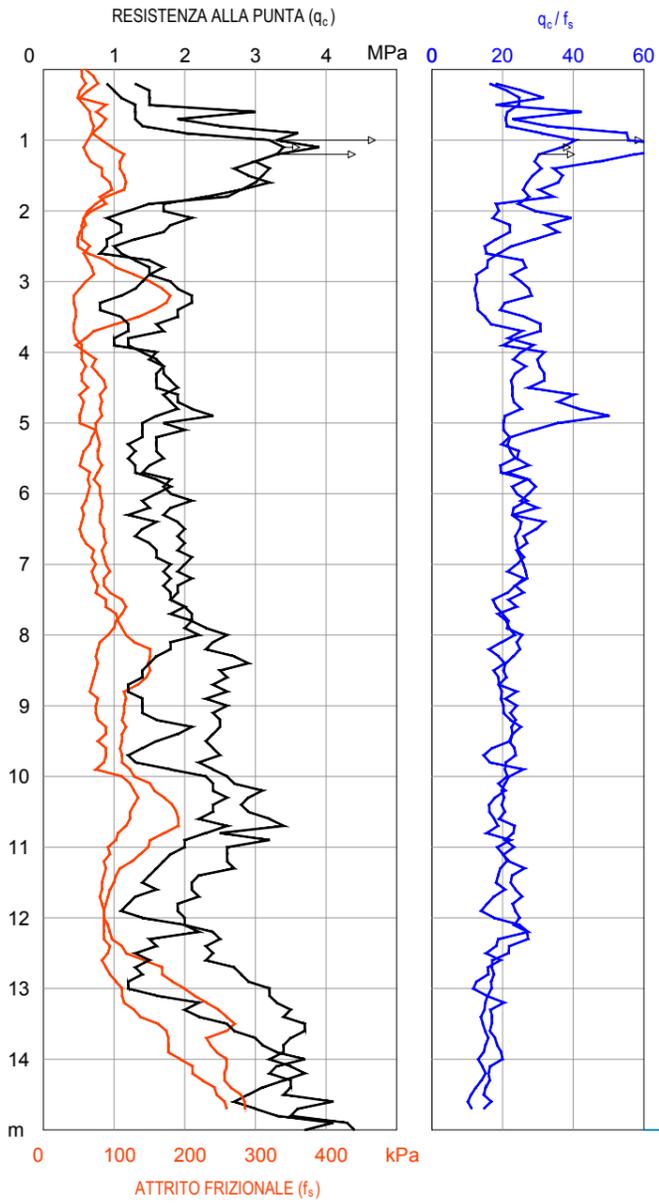
Il modello geotecnico del primo sottosuolo è rappresentato in fig. 22 di pagina seguente; le indagini condotte nel lotto consentono infatti di distinguere sotto una cotenna di ½ metro di suolo agrario, le seguenti unità geomeccaniche:

tab. 10

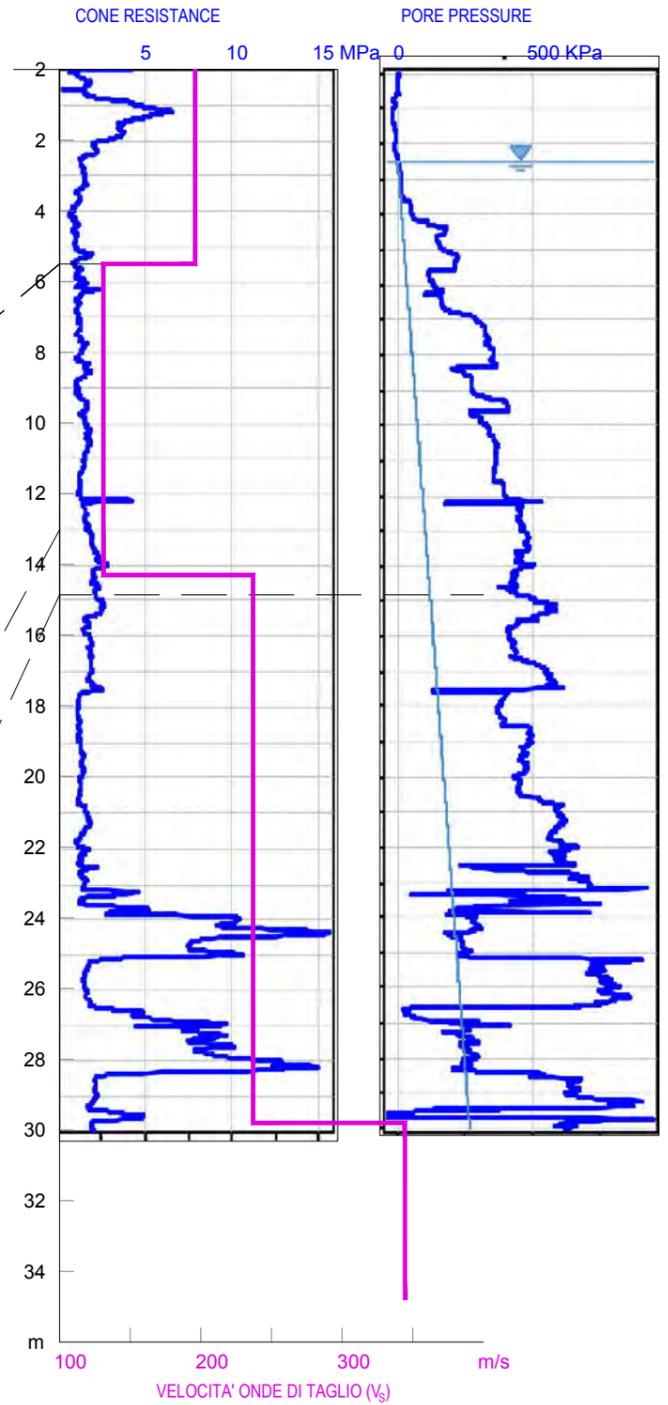
unità	litologia	prof. <i>H</i> (m)	peso di volume $\gamma-\gamma'$ (kN/m ³)	resistenza al taglio		densità relativa <i>DR</i> (%)	coefficienti & parametri elastici			
				c_u (kPa)	ϕ (°)		<i>OCR</i> -	<i>CR</i> -	<i>RR</i> -	<i>E_d</i> (MPa)
I [^]	SL	0,5÷2,0	19÷20	40÷100	-	-	2÷20	0,14÷0,17	0,014÷0,018	6÷9
II [^]	LA-Lo	2,0÷6,0	9÷10	40÷100	-	-	2÷7	0,16÷0,20	0,014÷0,020	6÷7
III [^]	AL	6,0÷25	9÷10	50÷120	-	-	1÷6	0,16÷0,20	0,014÷0,020	7÷8
IV [^]	SS	25÷26	9÷10	-	35÷40	40÷50	1	0,01÷0,03	0,001÷0,003	15÷20
V [^]	AL	26÷27	9÷10	50÷120	-	-	1÷4	0,16÷0,20	0,014÷0,020	6÷7
VI [^]	SS	27÷28	9÷10	-	35÷40	40÷50	1	0,01÷0,03	0,001÷0,003	15÷20
VII [^]	AL	28÷30	9÷10	50÷120	-	-	1÷4	0,16÷0,20	0,014÷0,020	6÷7

SL: sabbie limose; LA-Lo: limi argillosi e loams; AL: argille limose; SS: sabbie siltose.

CPT 1-2



CPTU 1



7.2 - Portanza del terreno

Con riferimento all'ambito non drenato un plinto a base quadrata porta ad interessare i terreni fino ad una profondità di c.a. 4÷5 m rispetto al piano campagna; il concetto è illustrato efficacemente nel modello di fig. 23.

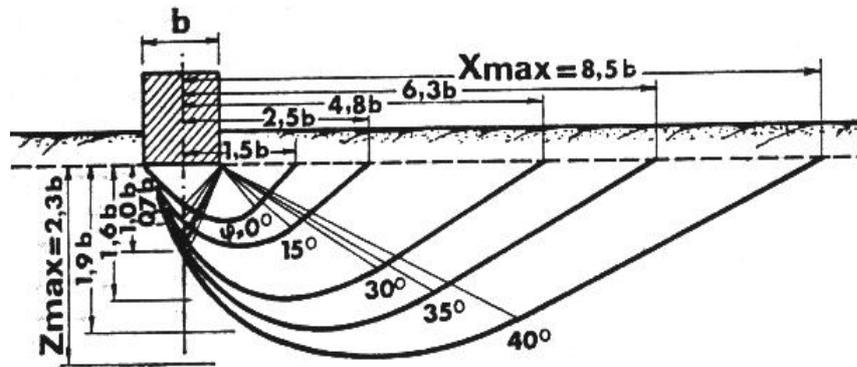


fig. 23: superfici di slittamento per valori diversi dell'angolo di attrito

La stima della capacità portante del suolo può quindi trarsi dalla resistenza al taglio dello strato più tenero; l'espressione utilizzata al riguardo fa riferimento alla formula generale di Brinch-Hansen (1970):

$$q_{LIM} = \frac{1}{2} \gamma' B \cdot N_y \cdot s_y \cdot i_y \cdot b_y \cdot g_y + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

Data la natura coesiva del primo sottosuolo, sarà la bancata argillosa superficiale a svolgere la funzione portante.

Data la ridotta permeabilità del mezzo, la risposta ai carichi sarà in termini non drenati, almeno inizialmente.

Questo comportamento svincola la resistenza al taglio dallo stato tensionale al contorno, annullando in pratica gli effetti dell'angolo di attrito interno.

Si assume così che il materiale sia caratterizzato nel piano di Mohr da un parametro di resistenza unico e costante, quasi esso derivasse da semplici forze coesive (coesione non drenata appunto).

$$\tau = c' + (\sigma - u) \cdot \tan \phi'$$

essendo $\sigma = u$, la relazione si semplifica in

$$\tau = c_u$$

Con l'instaurarsi del drenaggio si avrà un progressivo trasferimento del carico dalla fase fluida all'architettura solida attraverso il processo della consolidazione primaria, in questo modo saranno ripristinate le resistenze al taglio più favorevoli in termini di sforzi efficaci.

L'assunzione semplificata notevolmente l'analisi e consente di utilizzare le misure CTP per stime quantitative; d'altra parte essa risulta conservativa nel nostro tema.

Dunque per:

$$\phi' = 0$$

$$c = c_u$$

la relazione per determinare il carico limite da delegare al terreno si semplifica nella forma di

$$q_{LIM} = c_u \cdot N_c \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q'$$

dove

$$N_c = 2 + \pi$$

$$s'_c = 0,2 \cdot B/L$$

$$d'_c = 0,4 \cdot D/B$$

$$i'_c = 0$$

$$b'_c = 0$$

$$g'_c = 0$$

$$q' = \gamma \cdot H$$

con

$B = L$ sono rispettivamente larghezza e lunghezza del plinto ≈ 3 m

γ : peso di volume del terreno = 19 kN/m³

D : incastro della fondazione $\geq 1,5$ m

Ponendo il valore medio nominale della $c_u = 50$ kPa nell'equazione precedente, e sostituendo i termini noti, si giunge a stimare il carico limite del terreno d'appoggio:

$$q_{LIM} = 50 \cdot 5,14 \cdot (1 + 0,2 + 0,2) + 1,5 \cdot 19 = 388 \text{ kPa}$$

Tale valore andrà poi verificato nei confronti del fenomeno di plasticizzazione al bordo del plinto che può generarsi nel corso dell'esercizio in accordo con la teoria di Fröhlich.

La pressione critica p_{crit} che le fondazioni possono trasmettere al terreno, senza che in esso si producano deformazioni plastiche è data dalla seguente relazione:

$$p_{crit} = \frac{\pi \cdot (\gamma D + c' \cdot ctg \phi')}{ctg \phi' - \left(\frac{\pi}{2} - \phi' \right)} + \gamma D$$

per le argille del comparto si assumono cautelativamente i seguenti valori:

$$\phi' = 20^\circ$$

$$c' = 5 \text{ kPa}$$

Sostituendo e risolvendo per incastri $D = 1,5$ m si ottiene:

$$p_{crit} = \frac{3.14 \cdot (18 \cdot 1.5 + 5 \cdot 2.74)}{2.74 - \left(\frac{3.14}{2} - \frac{3.14}{180} \cdot 20 \right)} + 18 \cdot 1.5 = 110 kPa$$

Il consiglio è dunque quello di allinearsi a questo valore, anche se la pressione critica non va considerata un massimo per le fondazioni, bensì un limite che sarebbe opportuno non venga superato una volta in esercizio.

Con l'instaurarsi del drenaggio si avrà un progressivo trasferimento del carico dalla fase fluida all'architettura solida attraverso il processo della consolidazione primaria, in questo modo saranno ripristinate le resistenze al taglio più favorevoli in termini di sforzi efficaci.

Le verifiche in termini efficaci sono ovviamente delegate al progetto esecutivo delle opere allorquando si procederà con prove sperimentali di laboratorio sulle campionature indisturbate.

8. NOTE CONCLUSIVE

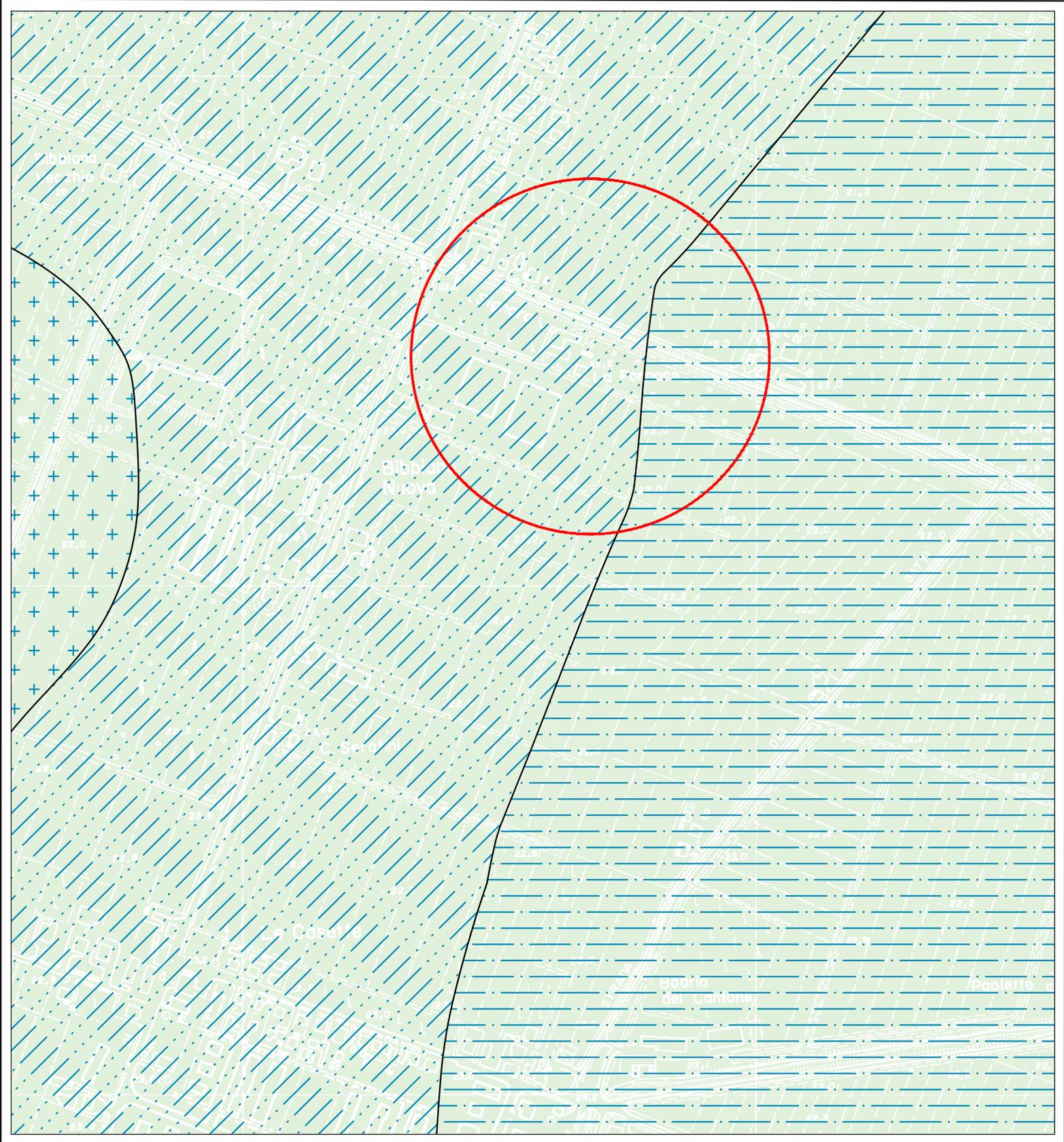
A conclusione del lavoro occorre sottolineare che i risultati ottenuti, ancorché frutto di elaborazioni complesse, sono pur sempre relativi alla quantità ed alla qualità dei dati disponibili; la metodica d'indagine, la frequenza delle prospezioni e la loro profondità sono qui funzionali al Piano Particolareggiato, non ad ambiti di maggior dettaglio.

L'uso estensivo dei risultati esposti nel prosieguo è quindi sconsigliabile; d'altra parte ciò è in contrasto con le NTC 2018 che impongono per ogni fase progettuale indagini geotecniche congruenti al dettaglio che s'intende perseguire.

Lo studio geologico concorre dunque a definire del tutto fattibile lo sviluppo edificatorio del comparto produttivo in argomento.



The image shows a handwritten signature in blue ink over a circular professional stamp. The stamp contains the following text: "ORDINE DEI GEOLOGI REGIONE EMILIA ROMAGNA", "DOTT. MASSIMO CASALI", "Emilia-Romagna", "GEOLOGO", "SEZA", and "N. 932 ALBO".



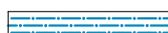
TAV. 1 COROGRAFIA GENERALE
CTR elemento 202091 ed. 2005

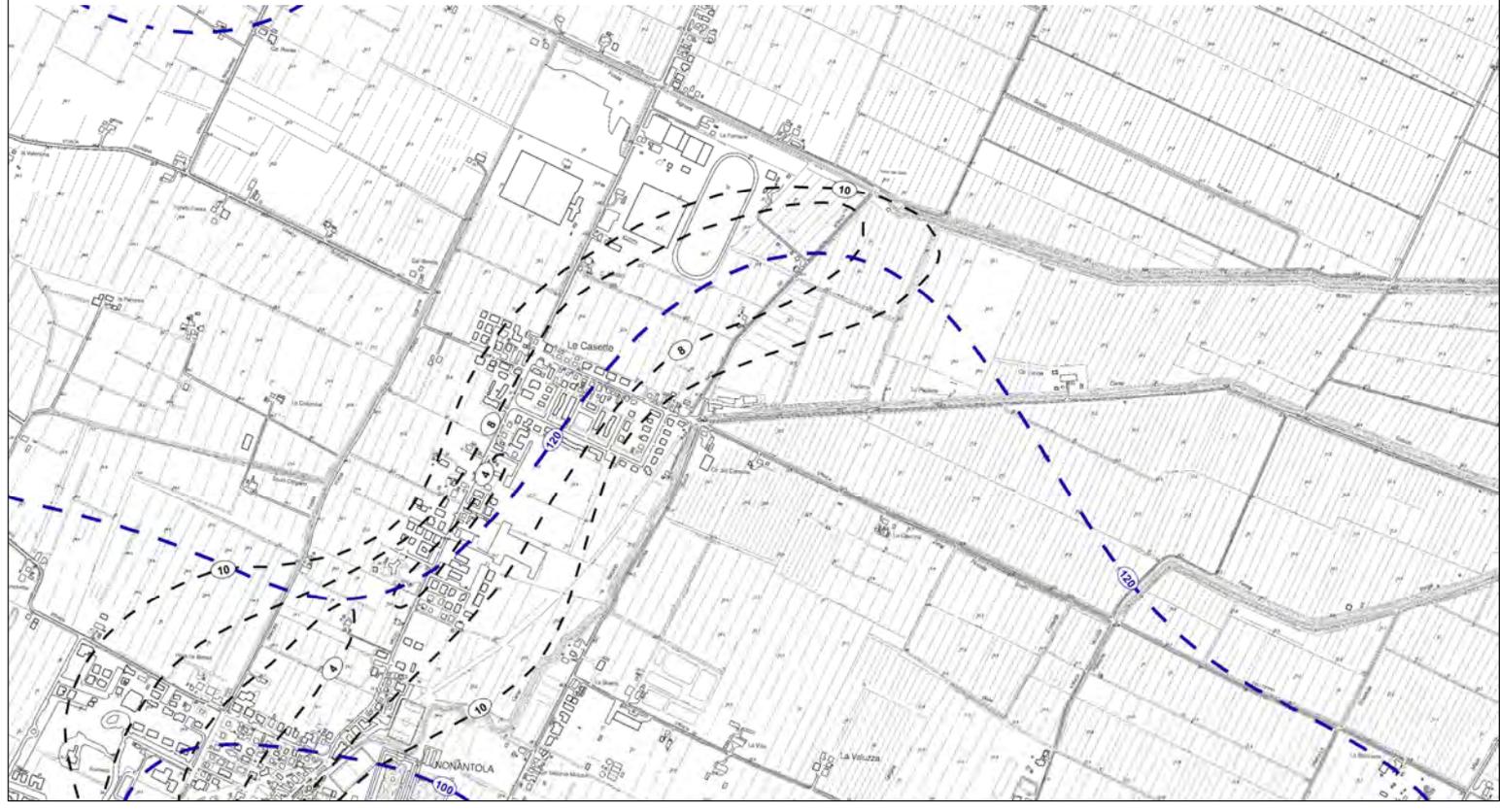
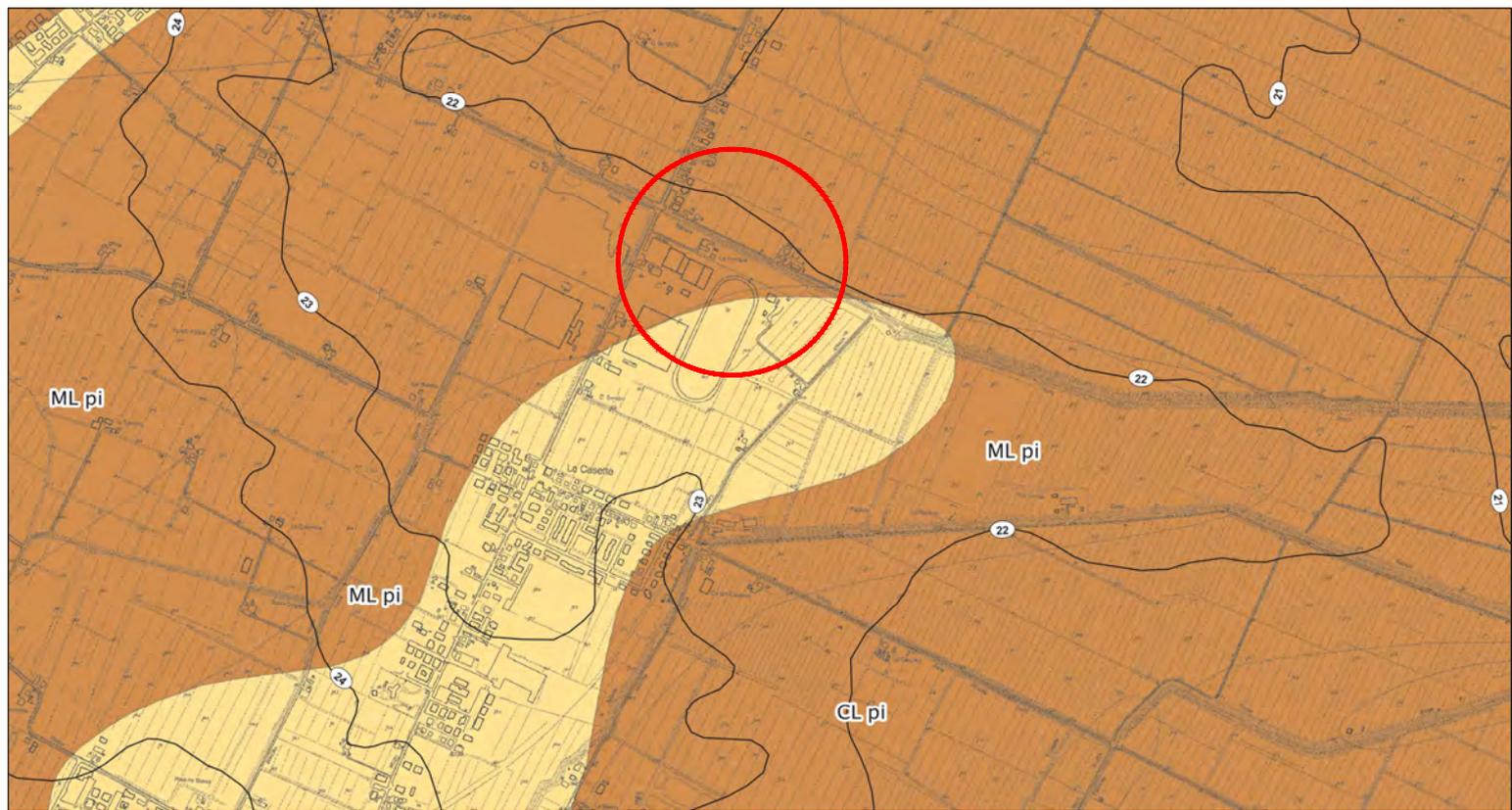


1:5000

200 m

LEGENDA

-  AES8a Unità di Modena (Pleistocene sup. - Olocene): Depositi prevalentemente argillosi con suoli poco alterati calcarei con resti archeologici di età romana del VI secolo d.C. con fasce limoso-sabbiose.
-  Litofacies limoso-sabbiosa
-  Litofacies limosa
-  Litofacies argilloso-limosa
-  Area di studio



TAV. 2 LITOLOGIA SUPERFICIALE
Estratto da PRG comunale



1:20000

0 2000 m

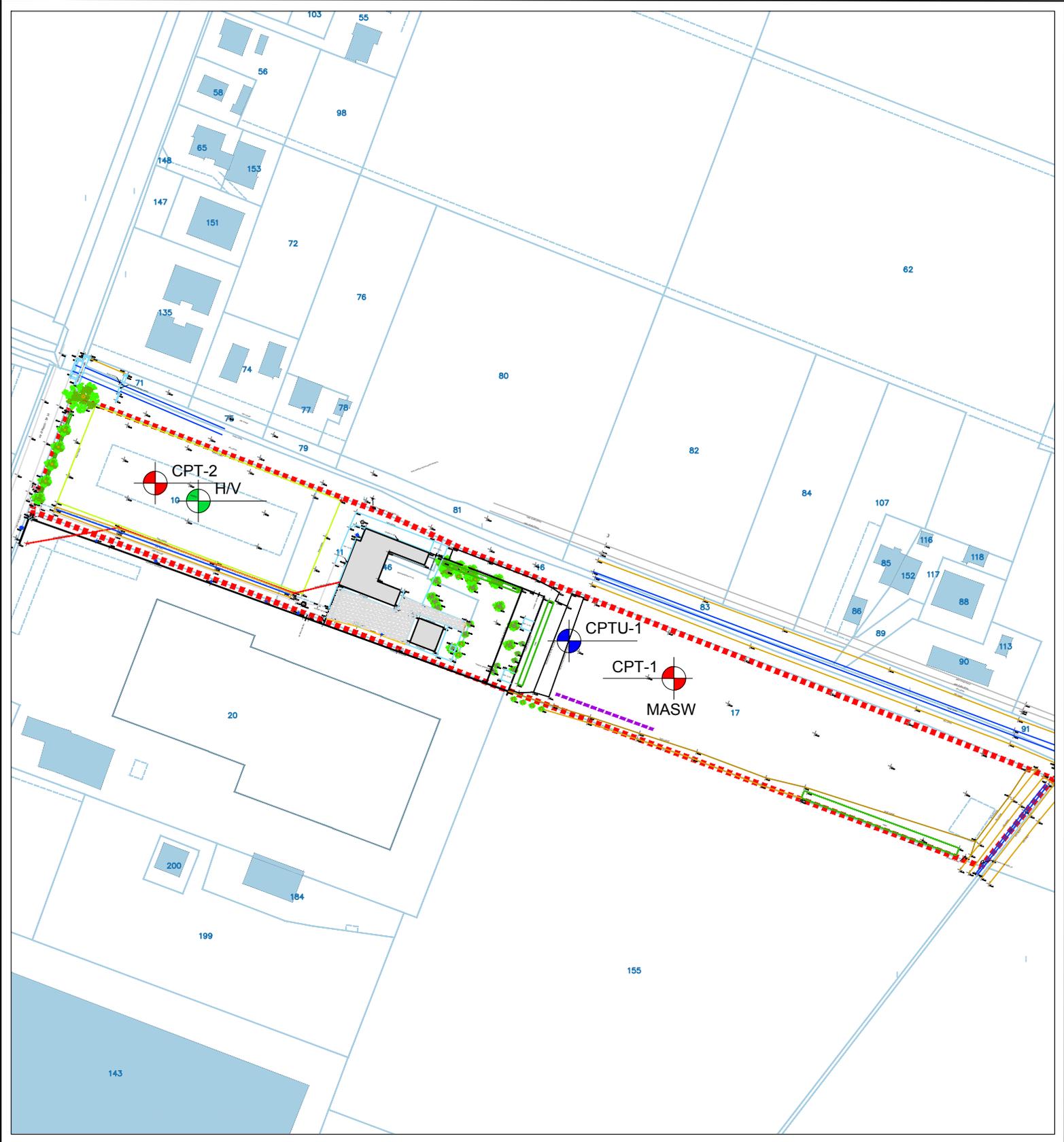
LEGENDA

 Limi argillosi di bassa plasticità

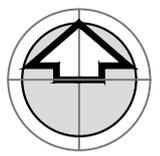
 Sabbie limose

 Isobate del tetto delle sabbie in m dal p.c.

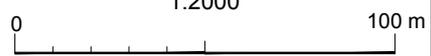
 Isobate del basamento rigido in m dal p.c.



TAV 3 UBICAZIONE PROVE



1:2000



LEGGENDA



prova CPTU (-30 m)



Prova CPT (-15 m)



Prospezione geofisica MASW



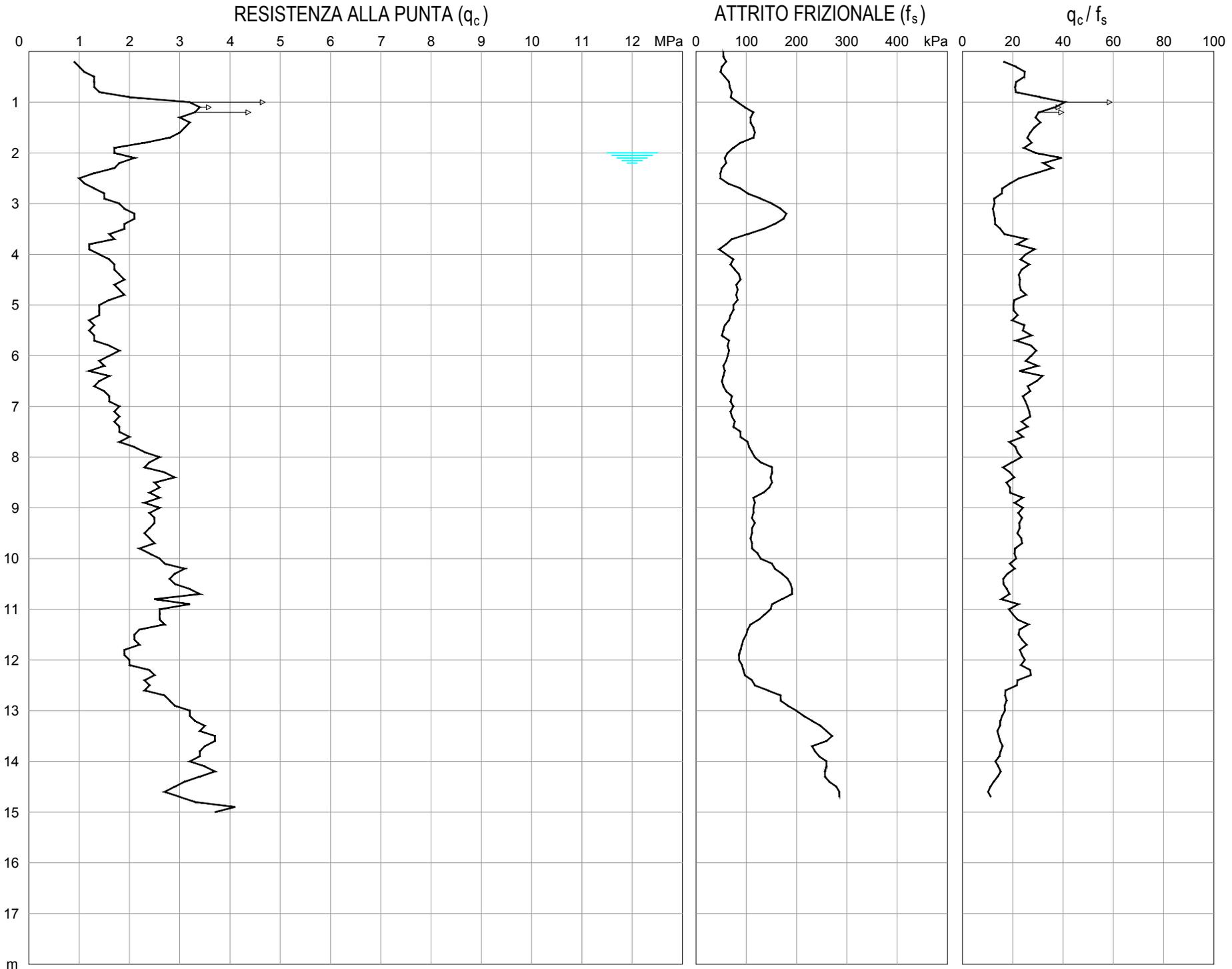
Prospezione geofisica HVSR



LIMITE DEL COMPARTO

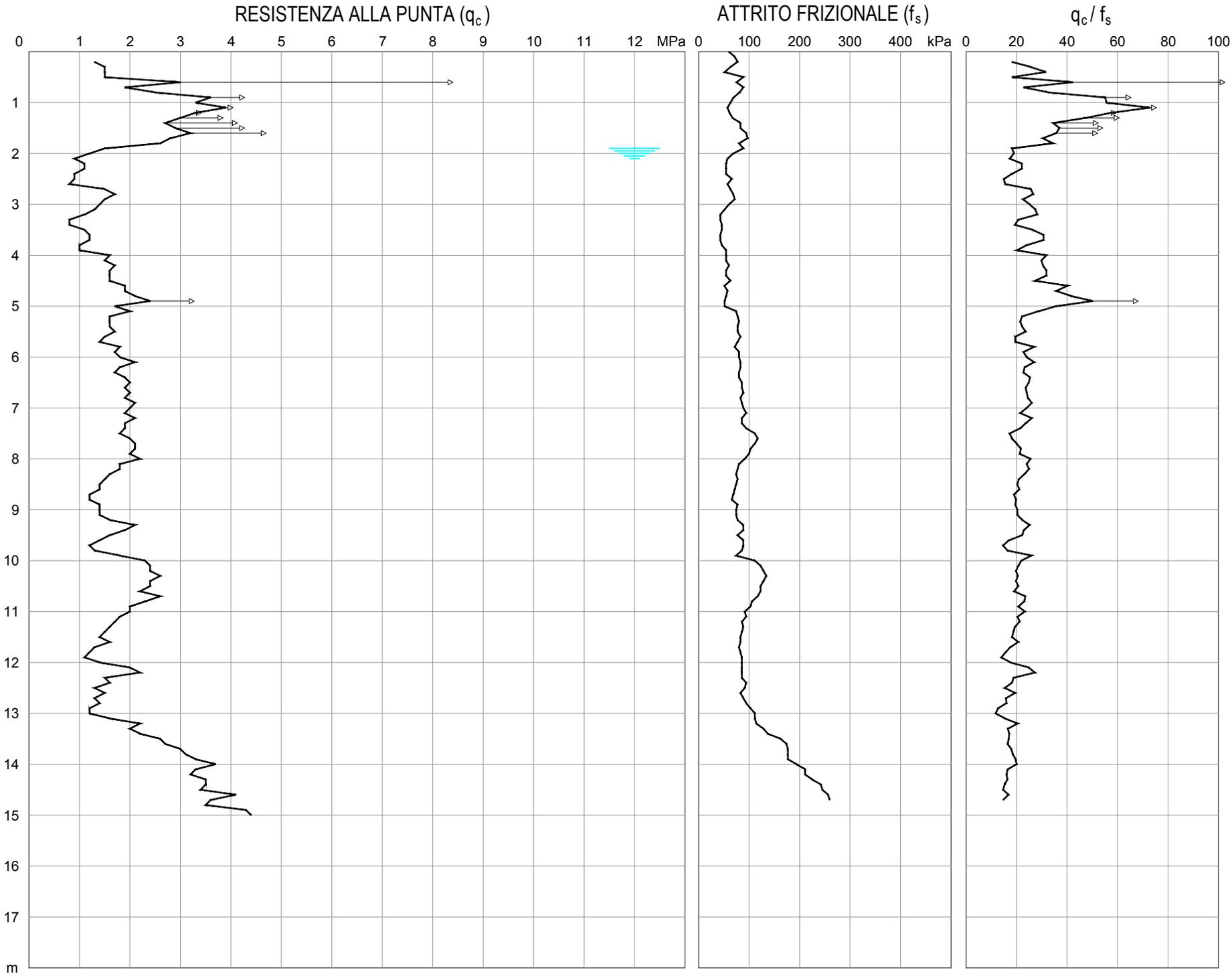


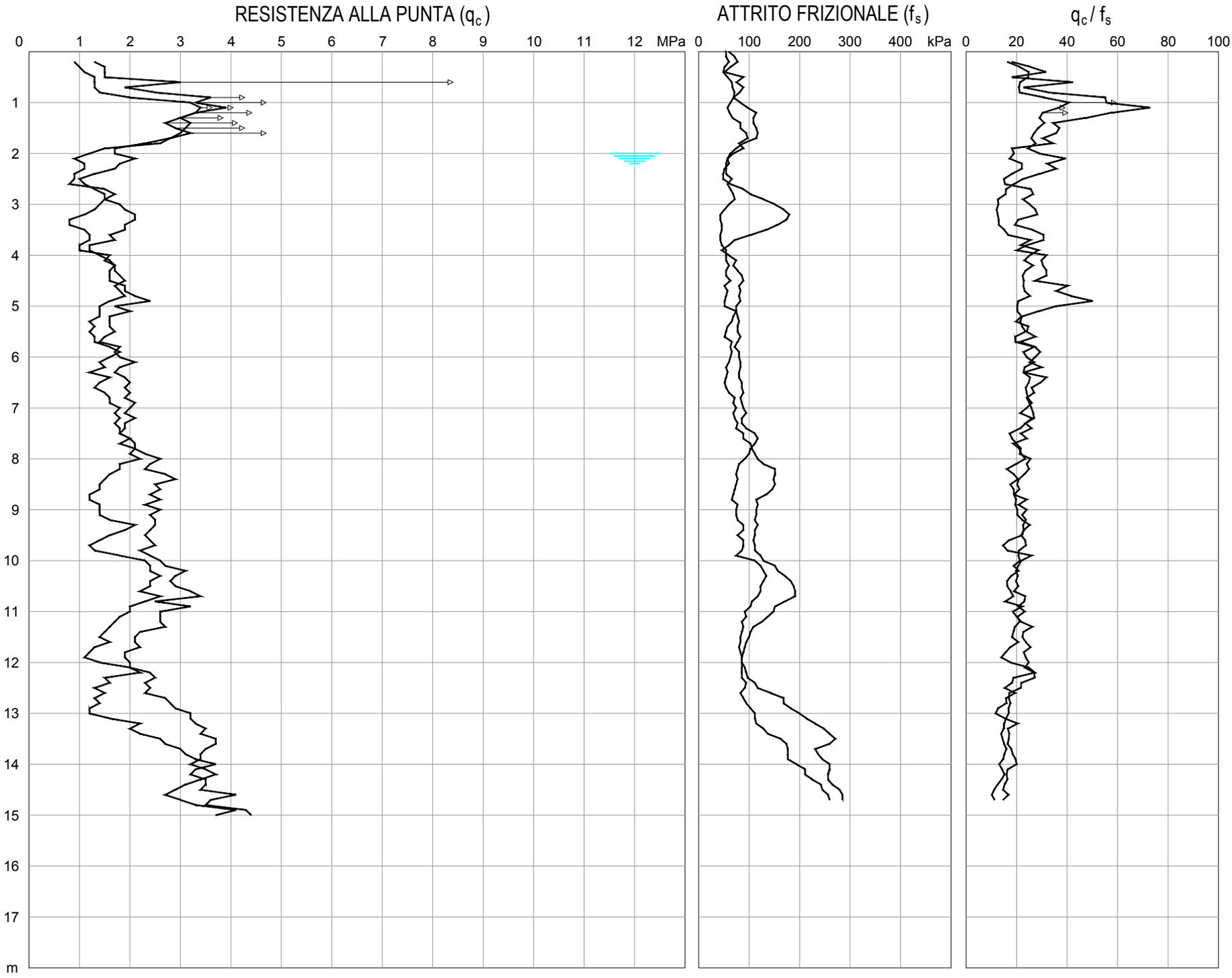
CPT N. 1	ESECUTORE ROBERTO FARIOLI	DATA 17.12.21
COMMITTENTE SIG. GRENZI GIORGIO	LOCALITA' NONANTOLA (MO)	
CANTIERE VIA DI MEZZO	D.L. DR.M. CASALI	TAV. 4





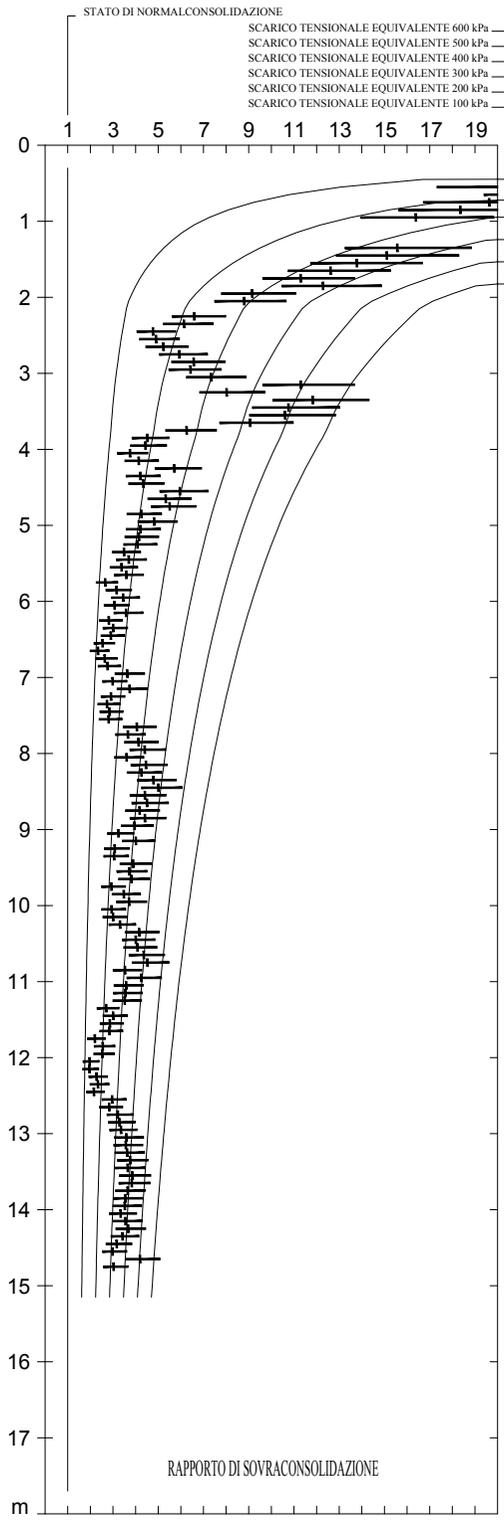
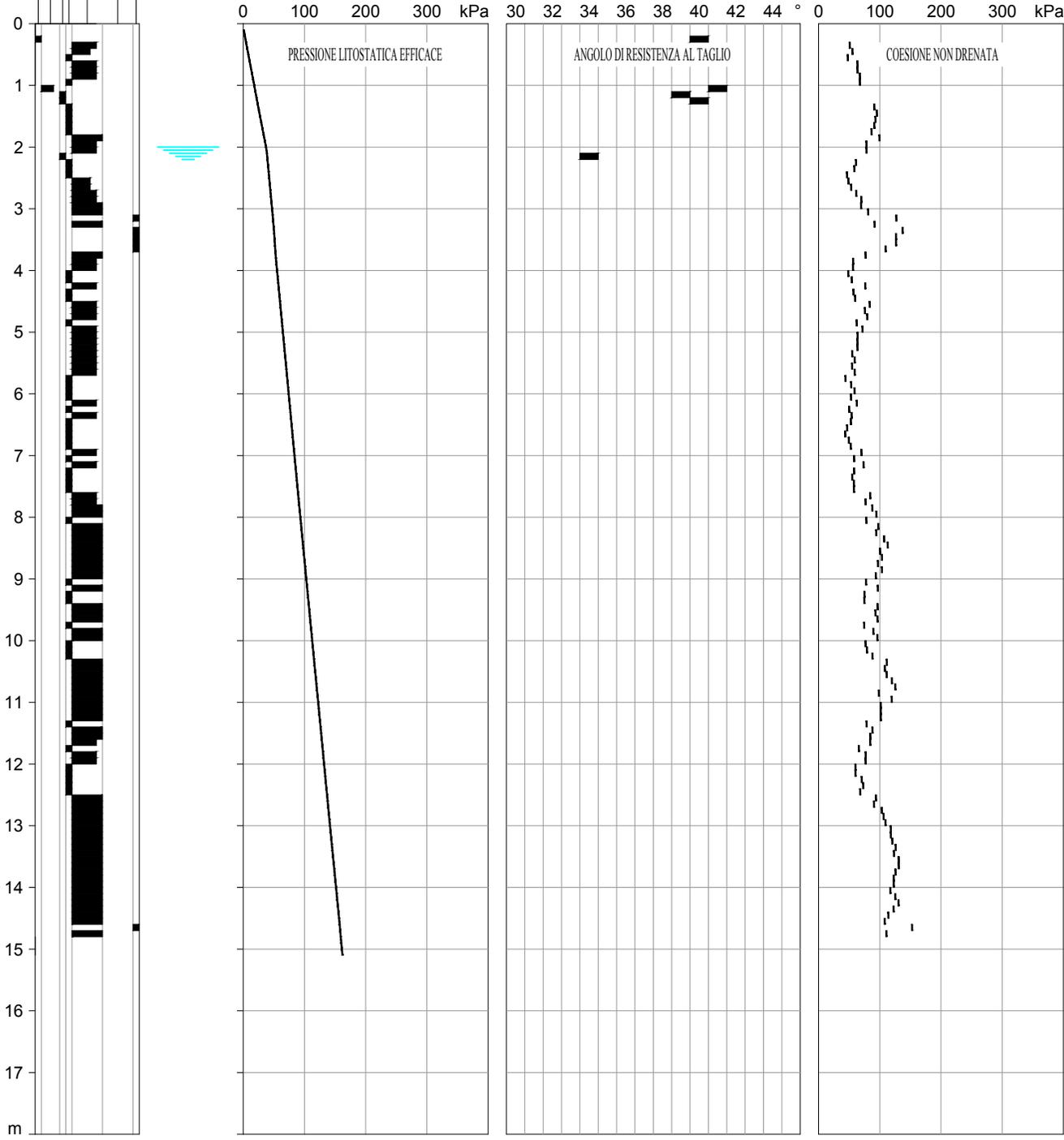
CPT N. 2	ESECUTORE ROBERTO FARIOLI	DATA 17.12.21
COMMITTENTE SIG. GRENZI GIORGIO	LOCALITA' NONANTOLA (MO)	
CANTIERE VIA DI MEZZO	D.L. DR.M. CASALI	TAV. 5





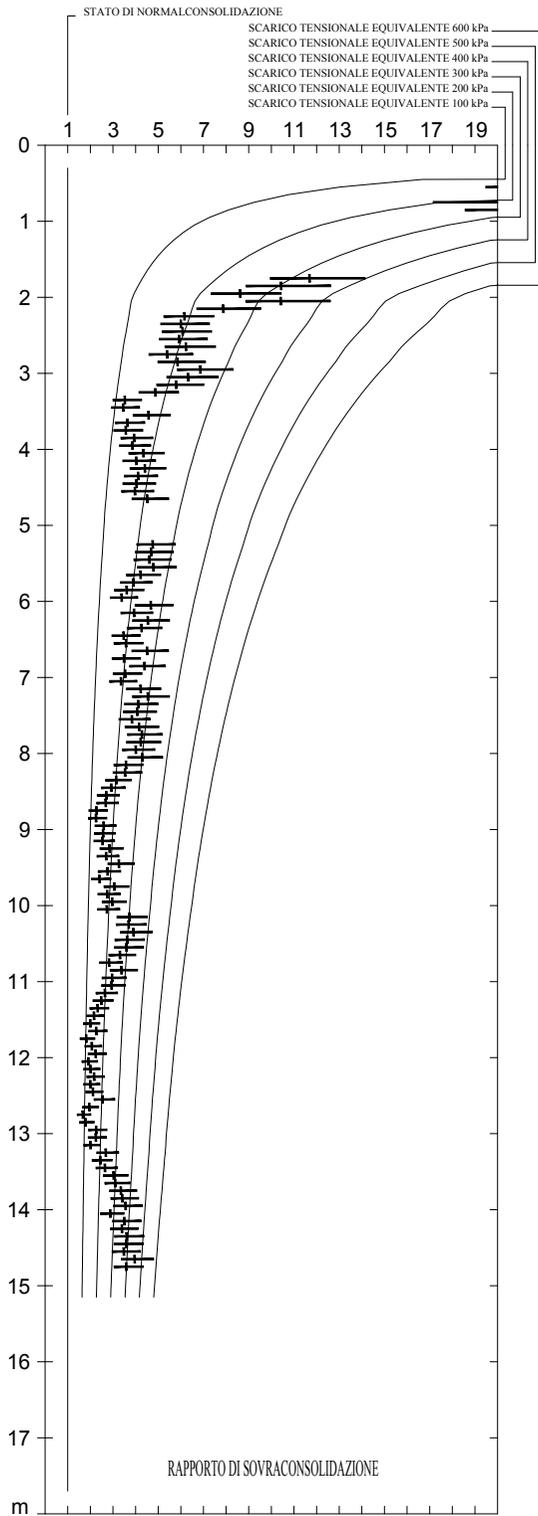
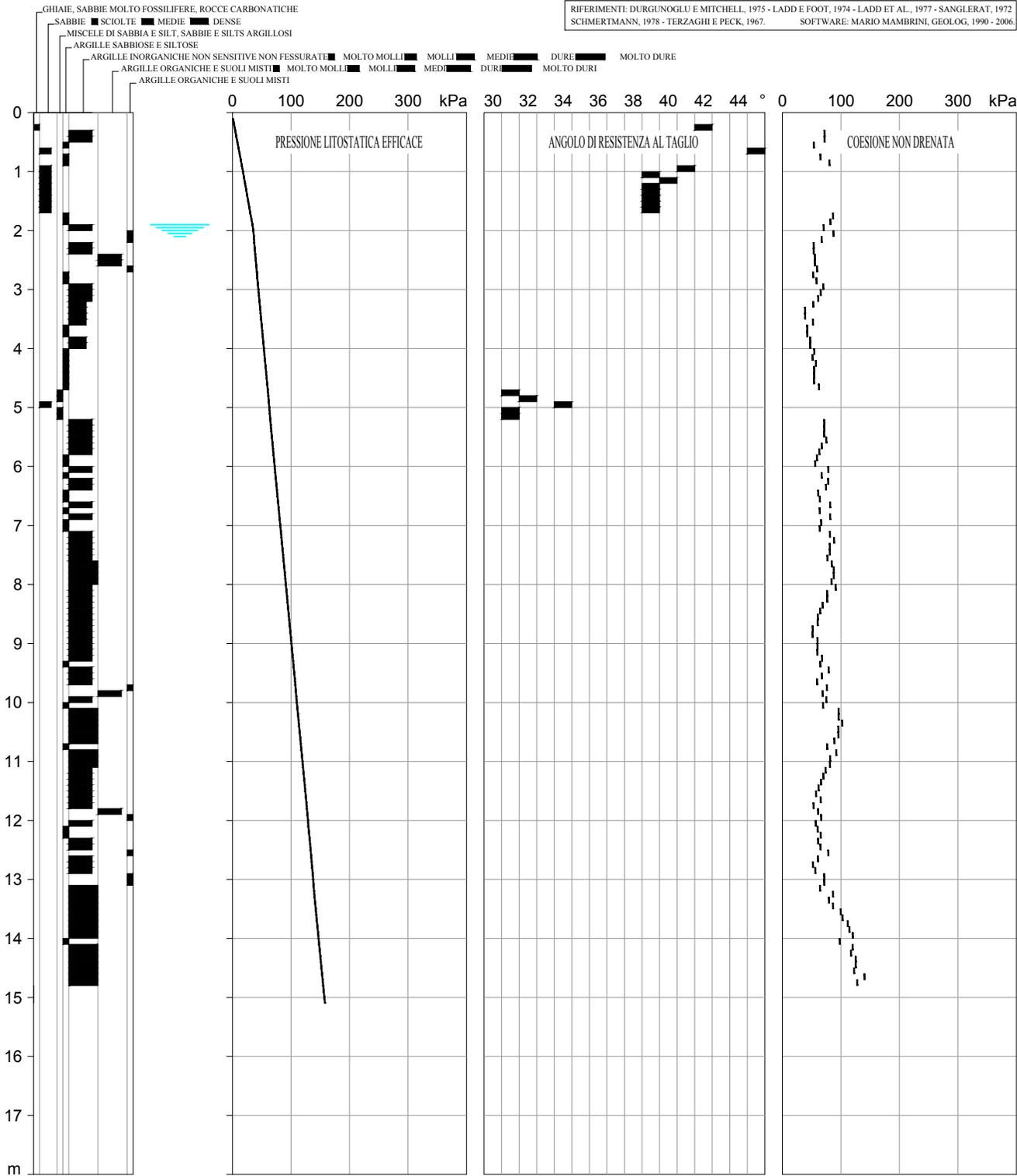
RIFERIMENTI: DURGUNOGLU E MITCHELL, 1975 - LADD E FOOT, 1974 - LADD ET AL., 1977 - SANGLERAT, 1972
 SCHMERTMANN, 1978 - TERZAGHI E PECK, 1967. SOFTWARE: MARIO MAMBRINI, GEOLOG, 1990 - 2006.

GHIAIE, SABBIE MOLTO FOSSILIFERE, ROCCE CARBONATICHE
 SABBIE ■ SCIOLTE ■ MEDIE ■ DENSE
 MISCELE DI SABBIA E SILT, SABBIE E SILTS ARGILLOSI
 ARGILLE SABBIOSE E SILTOSE
 ARGILLE INORGANICHE NON SENSITIVE NON FESSURATE ■ MOLTO MOLLI ■ MOLLI ■ MEDIE ■ DURE ■ MOLTO DURE
 ARGILLE ORGANICHE E SUOLI MISTI ■ MOLTO MOLLI ■ MOLLI ■ MEDIE ■ DURE ■ MOLTO DURE
 ARGILLE ORGANICHE E SUOLI MISTI

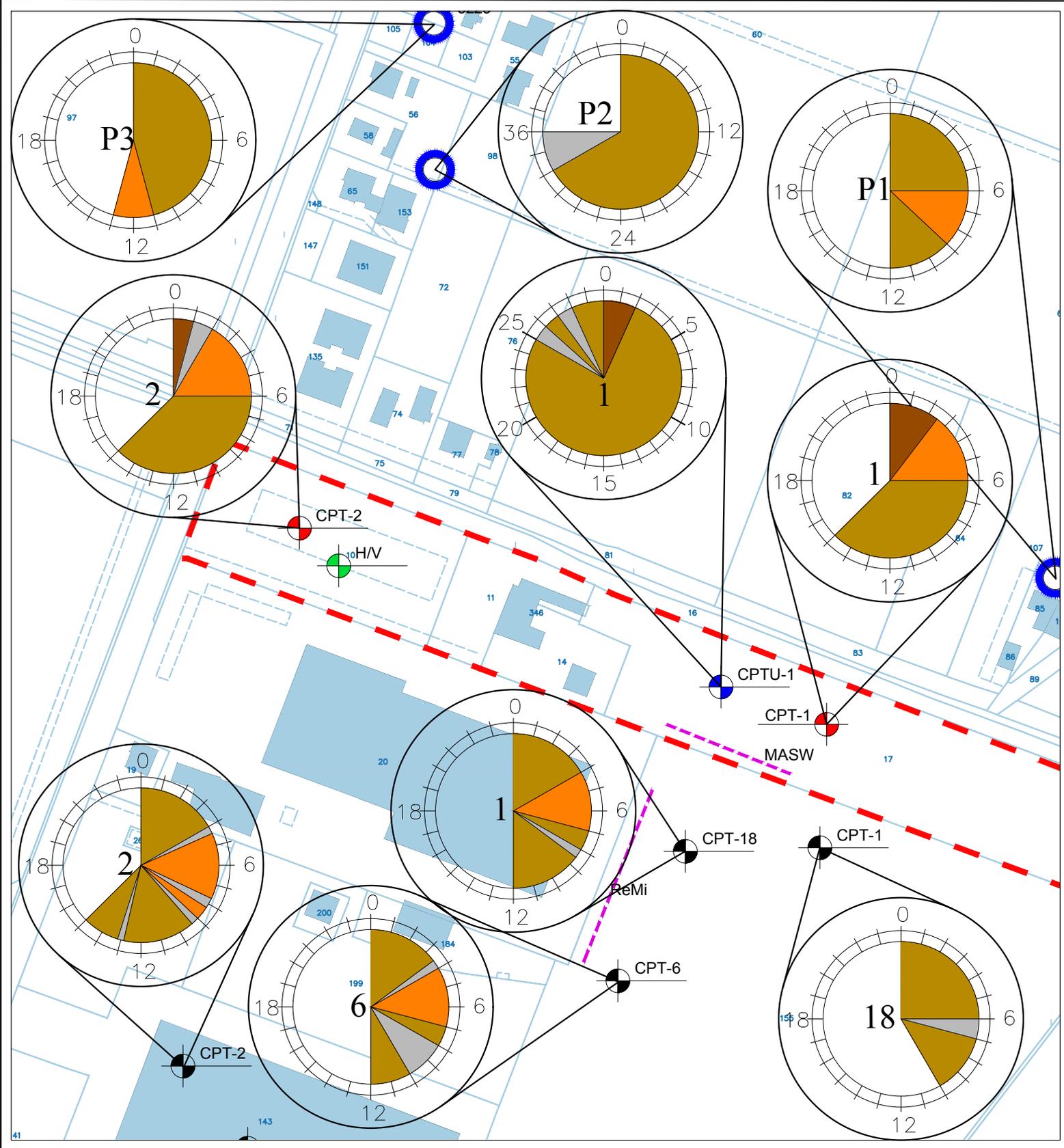


CPT N. 1
 COMMITTENTE SIG. CRENZI GIORGIO LOCALITA' NONANTOLA (MO)
 CANTIERE VIA DI MEZZO D.L. DR. M. CASALI TAN. 7
 INTERPRETAZIONE

RIFERIMENTI: DURGUNOGLU E MITCHELL, 1975 - LADD E FOOT, 1974 - LADD ET AL., 1977 - SANGLERAT, 1972
 SCHMERTMANN, 1978 - TERZAGHI E PECK, 1967. SOFTWARE: MARIO MAMBRINI, GEOLOG, 1990 - 2006.



CPT N. 2	INTERPRETAZIONE
COMMITTENTE SIG. CRENZI GIORGIO	LOCALITA' NONANTOLA (MO)
CANTIERE VIA DI MEZZO	D.L. DR.M. CASALI
	TAV. 8



TAV. 9
MICROZONAZIONE SISMICA
Carta delle indagini



1:2000
0 50 100 m

LEGENDA

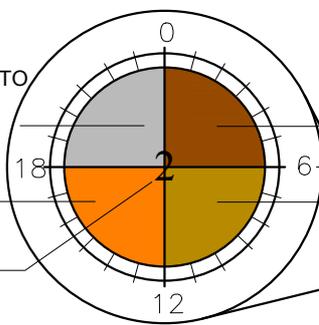


LIMITE DEL COMPARTO

SABBIE SILTOSE
E LIMOSE

LIMI ARGILLOSI & LOAMS

ID PROVA



LIMI ARGILLOSI

SPESSORE IN m

ARGILLE LIMOSE

UBICAZIONE PROVA



TAV.10
MICROZONAZIONE SISMICA

Carta delle microzone omeognenee in prospettiva sismica

1:2000

LEGENDA

LIMITE DEL COMPARTO

ZONA STABILE PASSIBILE DI DI AMPLIFICAZIONI LOCALI PER SOVRAPPOSIZIONE DI EFFETTI

Prof. m	0	5,7	14,5	30	35	50	83	120
Litologia	LA	LA	ASG	AL	AL	ASG	ASG	BRK
Vs m/s	196	131	237	345	350	540	665	800

AL: Argille & Limi; ASG:Argille con subordinate Sabbie & Ghiaie

Bed-rock sismico



TAV.11
MICROZONAZIONE SISMICA
Carta degli indici di liquefazione
(Boulangue & Idriss, 2014)

1:2000

LEGENDA

	LIMITE DEL COMPARTO (dati di input: Mw = 6 ag/g = 0.2489)		ALTO (5.0 < I _L < 15.0)
	BASSO (0.0 < I _L < 2.0)		MOLTO ALTO (I _L > 15.0)
	MODERATO (2.0 < I _L < 5.0)		



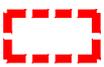
TAV.12
MICROZONAZIONE SISMICA
Carta dei cedimenti cosismici "S"



1:2000



LEGENDA



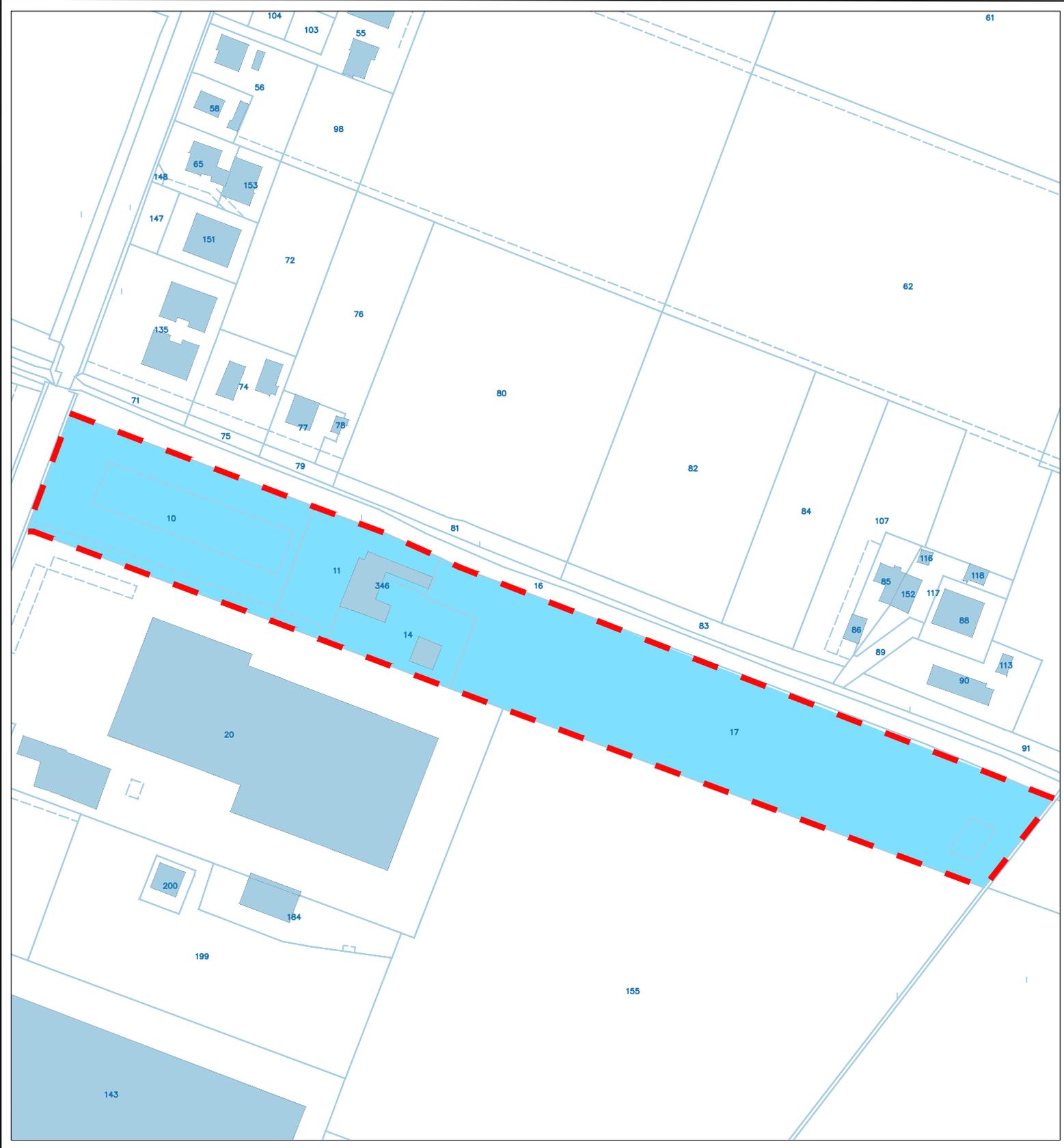
LIMITO DEL COMPARTO (dati di input: Mw = 6 ag/g = 0.2489)

S (mm)

0	1	2	3	4	8	10	15	20	25	>30
---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	-----



CLASSE CEDIMENTO PER ADDENSAMENTO

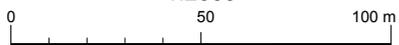


TAV. 13
MICROZONAZIONE SISMICA

Carta del fattore di amplificazione
FA- PGA

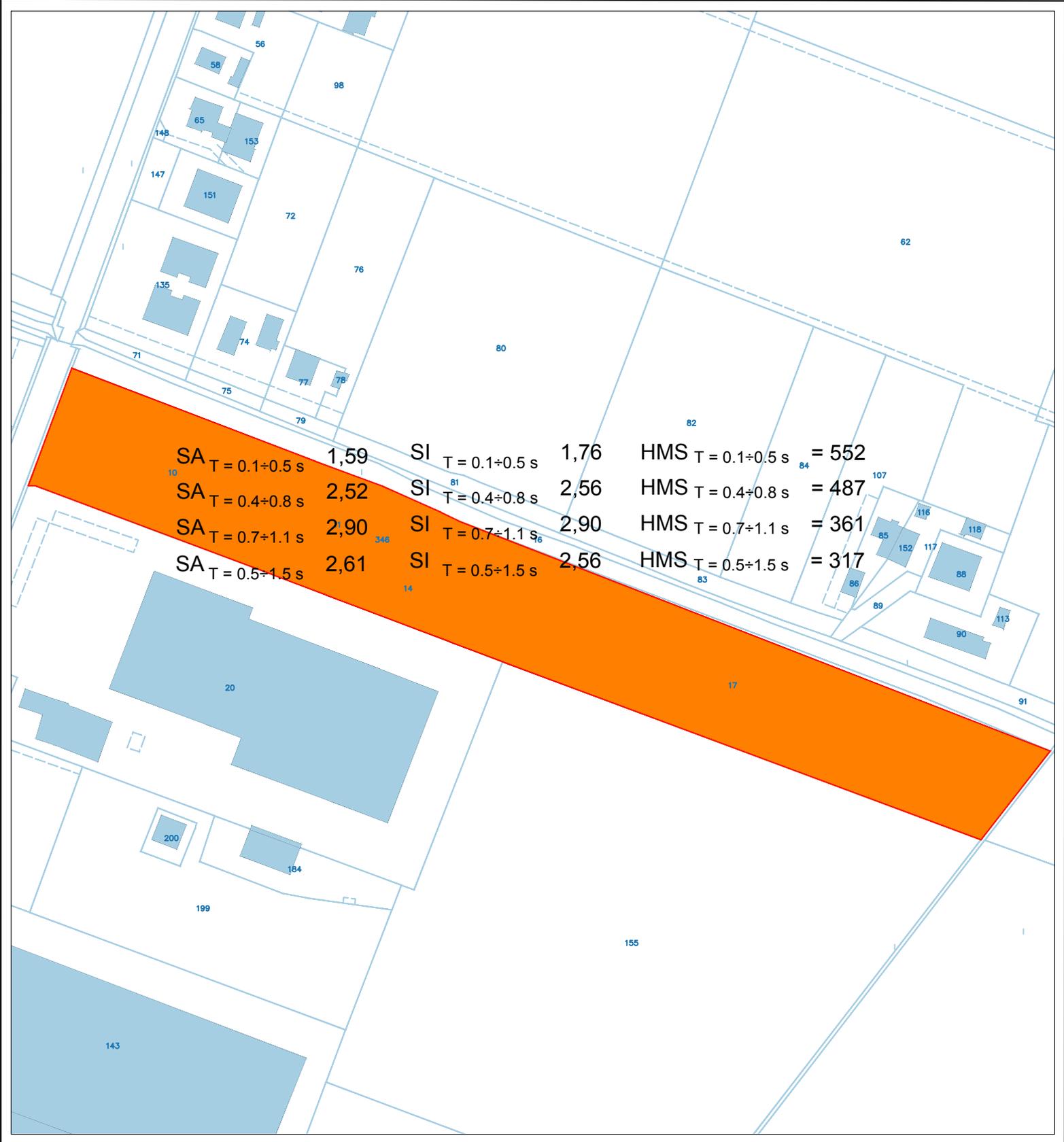


1:2000



LEGENDA

	LIMITE DEL COMPARTO	DGR 639-2019 allegato A2.1.2 "Pianura 2" settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini; alternanze di limi, argille e sabbie caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto d'impedenza a c.a. 100 m dal p.c. e dal tetto del substrato rigido a c.a. 130 m dal p.c.
	$1,3 < FA-PGA \leq 1,5$	
	$1,5 < FA-PGA \leq 1,6$	
	$1,6 < FA-PGA \leq 1,7$	



$SA_{T=0.1\div 0.5s}$	1,59	$SI_{T=0.1\div 0.5s}$	1,76	$HMS_{T=0.1\div 0.5s}$	= 552
$SA_{T=0.4\div 0.8s}$	2,52	$SI_{T=0.4\div 0.8s}$	2,56	$HMS_{T=0.4\div 0.8s}$	= 487
$SA_{T=0.7\div 1.1s}$	2,90	$SI_{T=0.7\div 1.1s}$	2,90	$HMS_{T=0.7\div 1.1s}$	= 361
$SA_{T=0.5\div 1.5s}$	2,61	$SI_{T=0.5\div 1.5s}$	2,56	$HMS_{T=0.5\div 1.5s}$	= 317

TAV. 14
MICROZONAZIONE SISMICA

Carta dei fattori di amplificazione SA, SI, HMS

1:2000

0 50 100 m

LEGENDA

LIMITE DEL COMPARTO

CLASSI DI PERICOLOSITA' CORRELATE AL TERMINE HMS (cm/s²)

RISCHIO SISMICO	MOLTO BASSA	BASSA-MODERATA	MODERATA	ALTA	MOLTO ALTA
HMS (cm/s ²)	< 180	180+340	340+650	650+1240	> 1240
DANNO POTENZIALE	NESSUNO-BASSO	BASSO-MODERATO	MODERATO-ALTO	ALTO	MOLTO ALTO
INTENSITA' STRUMENTALE	< VI	VII	VIII	IX	X

Allegato 1

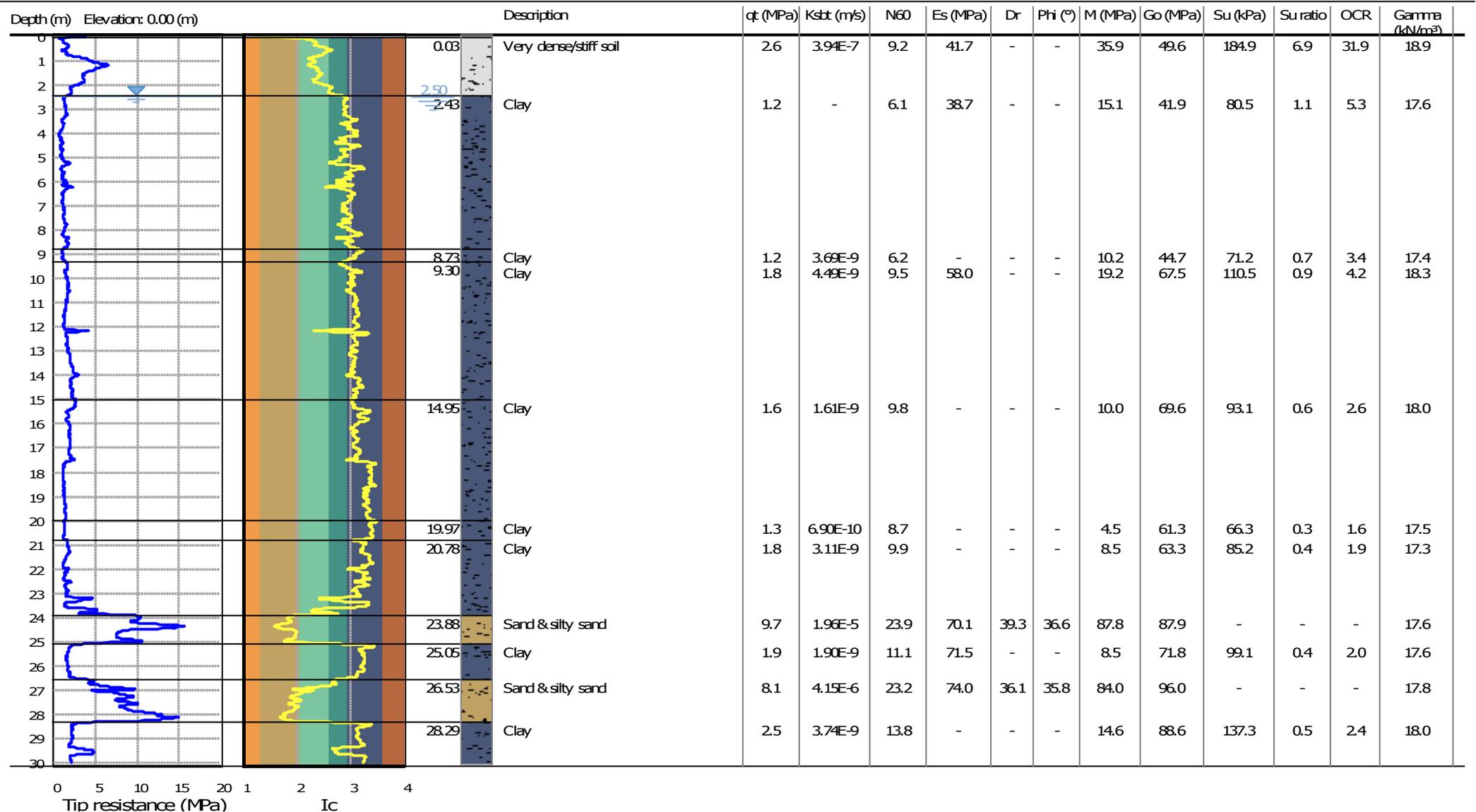
Output CPTU con prove di dissipazione

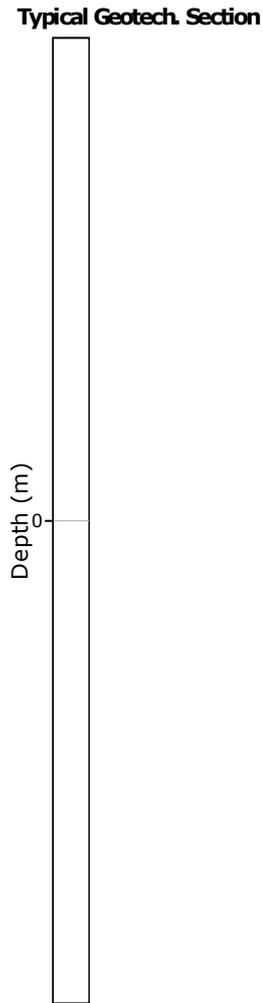
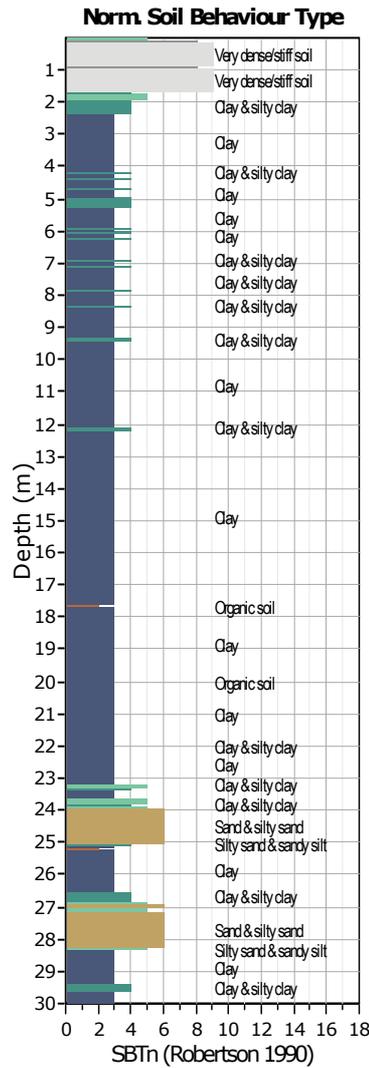
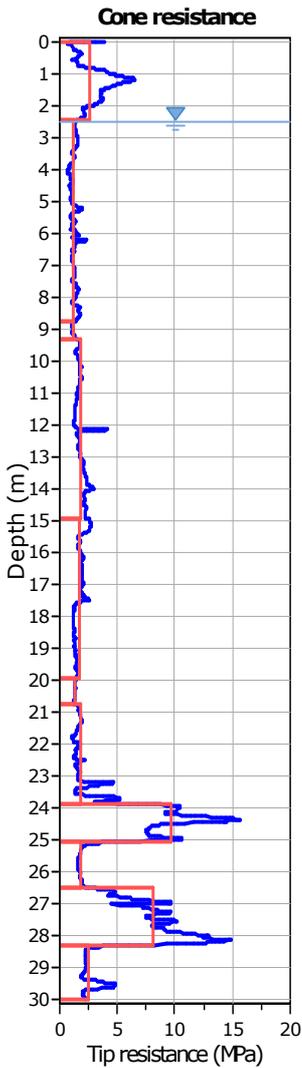
Project: CPTU Nonantola

CPT: 1a

Location:

Total depth: 30.00 m, Date: 20/12/2021





Tabular results

::: Layer No: 1 :::		
Code: Layer_1 Start depth: 0.03 (m), End depth: 2.43 (m)		
Description: Very dense/stiff soil		
Basic results		
Total cone resistance: 2.59 ±1.54 MPa	Estimation results	Constrained Mod.: 35.87 ±21.64 MPa
Sleeve friction: 0.00 ±164.93 kPa	Permeability: 3.94E-07 ±1.07E-05 m/s	Go: 49.58 ±24.06 MPa
SBT _n : 9	N60: 9.17 ±4.86 blows	Su: 184.94 ±112.85 kPa
SBT _n description: Very dense/stiff soil	Es: 41.73 ±20.47 MPa	Su ratio: 6.90 ±3.33
	Dr (%): 0.00 ±0.00	O.C.R.: 31.85 ±15.36
	φ (degrees): 0.00 ±0.00 °	
	Unit weight: 18.92 ±0.82 kN/m ³	

::: Layer No: 2 :::**Code:** Layer_2 **Start depth:** 2.43 (m), **End depth:** 8.73 (m)**Description:** Clay**Basic results**

Total cone resistance: 1.23 ±0.27 MPa

Sleeve friction: 49.62 ±24.56 kPa

SBT_n: 3SBT_n description: Clay**Estimation results**

Permeability: 0.00E+00 ±2.28E-08 m/s

N60: 6.08 ±1.14 blows

Es: 38.69 ±2.57 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

φ (degrees): 0.00 ±0.00 °

Unit weight: 17.56 ±0.55 kN/m³

Constrained Mod.: 15.09 ±4.25 MPa

Go: 41.87 ±7.66 MPa

Su: 80.49 ±19.01 kPa

Su ratio: 1.15 ±0.38

O.C.R.: 5.29 ±1.74

::: Layer No: 3 :::**Code:** Layer_3 **Start depth:** 8.73 (m), **End depth:** 9.30 (m)**Description:** Clay**Basic results**

Total cone resistance: 1.16 ±0.11 MPa

Sleeve friction: 43.63 ±12.15 kPa

SBT_n: 3SBT_n description: Clay**Estimation results**

Permeability: 3.69E-09 ±3.76E-09 m/s

N60: 6.24 ±0.44 blows

Es: 0.00 ±0.00 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

φ (degrees): 0.00 ±0.00 °

Unit weight: 17.39 ±0.30 kN/m³

Constrained Mod.: 10.18 ±2.15 MPa

Go: 44.74 ±3.73 MPa

Su: 71.21 ±7.46 kPa

Su ratio: 0.73 ±0.07

O.C.R.: 3.37 ±0.34

::: Layer No: 4 :::**Code:** Layer_4 **Start depth:** 9.30 (m), **End depth:** 14.95 (m)**Description:** Clay**Basic results**

Total cone resistance: 1.78 ±0.42 MPa

Sleeve friction: 81.40 ±34.53 kPa

SBT_n: 3SBT_n description: Clay**Estimation results**

Permeability: 4.49E-09 ±4.97E-08 m/s

N60: 9.48 ±1.98 blows

Es: 57.97 ±57.97 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

φ (degrees): 0.00 ±0.00 °

Unit weight: 18.27 ±0.52 kN/m³

Constrained Mod.: 19.20 ±7.21 MPa

Go: 67.52 ±14.96 MPa

Su: 110.45 ±25.47 kPa

Su ratio: 0.90 ±0.16

O.C.R.: 4.17 ±0.76

::: Layer No: 5 :::**Code:** Layer_5 **Start depth:** 14.95 (m), **End depth:** 19.97 (m)**Description:** Clay**Basic results**

Total cone resistance: 1.64 ±0.42 MPa

Sleeve friction: 66.57 ±32.91 kPa

SBT_n: 3SBT_n description: Clay**Estimation results**

Permeability: 1.61E-09 ±1.92E-09 m/s

N60: 9.78 ±1.75 blows

Es: 0.00 ±0.00 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

φ (degrees): 0.00 ±0.00 °

Unit weight: 18.01 ±0.54 kN/m³

Constrained Mod.: 10.00 ±8.73 MPa

Go: 69.62 ±12.75 MPa

Su: 93.11 ±31.88 kPa

Su ratio: 0.55 ±0.23

O.C.R.: 2.56 ±1.07

:: Layer No: 6 ::**Code:** Layer_6 **Start depth:** 19.97 (m), **End depth:** 20.78 (m)**Description:** Clay**Basic results**

Total cone resistance: 1.30 ±0.06 MPa

Sleeve friction: 47.97 ±12.44 kPa

SBT_n: 3SBT_n description: Clay**Estimation results**

Permeability: 6.90E-10 ±2.75E-10 m/s

N60: 8.72 ±0.45 blows

Es: 0.00 ±0.00 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

φ (degrees): 0.00 ±0.00 °

Unit weight: 17.54 ±0.33 kN/m³

Constrained Mod.: 4.49 ±0.65 MPa

Go: 61.29 ±5.37 MPa

Su: 66.31 ±4.70 kPa

Su ratio: 0.35 ±0.03

O.C.R.: 1.60 ±0.12

:: Layer No: 7 ::**Code:** Layer_7 **Start depth:** 20.78 (m), **End depth:** 23.88 (m)**Description:** Clay**Basic results**

Total cone resistance: 1.78 ±1.08 MPa

Sleeve friction: 35.45 ±20.09 kPa

SBT_n: 3SBT_n description: Clay**Estimation results**

Permeability: 3.11E-09 ±2.52E-07 m/s

N60: 9.88 ±2.63 blows

Es: 0.00 ±0.00 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

φ (degrees): 0.00 ±0.00 °

Unit weight: 17.32 ±0.58 kN/m³

Constrained Mod.: 8.52 ±18.24 MPa

Go: 63.31 ±12.12 MPa

Su: 85.16 ±31.29 kPa

Su ratio: 0.41 ±0.15

O.C.R.: 1.91 ±0.69

:: Layer No: 8 ::**Code:** Layer_8 **Start depth:** 23.88 (m), **End depth:** 25.05 (m)**Description:** Sand & silty sand**Basic results**

Total cone resistance: 9.69 ±2.31 MPa

Sleeve friction: 25.52 ±7.43 kPa

SBT_n: 6SBT_n description: Sand & silty sand**Estimation results**

Permeability: 1.96E-05 ±3.60E-05 m/s

N60: 23.89 ±3.45 blows

Es: 70.14 ±6.15 MPa

Dr (%): 39.27 ±5.55

φ (degrees): 36.63 ±1.29 °

Unit weight: 17.59 ±0.37 kN/m³

Constrained Mod.: 87.81 ±7.81 MPa

Go: 87.91 ±7.71 MPa

Su: 0.00 ±0.00 kPa

Su ratio: 0.00 ±0.00

O.C.R.: 0.00 ±0.00

:: Layer No: 9 ::**Code:** Layer_9 **Start depth:** 25.05 (m), **End depth:** 26.53 (m)**Description:** Clay**Basic results**

Total cone resistance: 1.88 ±0.59 MPa

Sleeve friction: 43.35 ±27.94 kPa

SBT_n: 3SBT_n description: Clay**Estimation results**

Permeability: 1.90E-09 ±9.62E-08 m/s

N60: 11.10 ±1.75 blows

Es: 71.48 ±71.48 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

φ (degrees): 0.00 ±0.00 °

Unit weight: 17.57 ±0.48 kN/m³

Constrained Mod.: 8.47 ±10.31 MPa

Go: 71.82 ±12.65 MPa

Su: 99.09 ±31.40 kPa

Su ratio: 0.43 ±0.14

O.C.R.: 1.96 ±0.65

:: Layer No: 10 ::**Code:** Layer_10 **Start depth:** 26.53 (m), **End depth:** 28.29 (m)**Description:** Sand & silty sand**Basic results**

Total cone resistance: 8.14 ±2.77 MPa

Sleeve friction: 33.00 ±24.35 kPa

SBT_n: 6SBT_n description: Sand & silty sand**Estimation results**

Permeability: 4.15E-06 ±1.77E-05 m/s

N60: 23.18 ±3.80 blows

Es: 74.03 ±7.74 MPa

Dr (%): 36.12 ±5.14

φ (degrees): 35.83 ±1.35 °

Unit weight: 17.82 ±0.53 kN/m³

Constrained Mod.: 83.99 ±16.39 MPa

Go: 95.99 ±12.47 MPa

Su: 0.00 ±0.00 kPa

Su ratio: 0.00 ±0.00

O.C.R.: 0.00 ±0.00

:: Layer No: 11 ::**Code:** Layer_11 **Start depth:** 28.29 (m), **End depth:** 30.00 (m)**Description:** Clay**Basic results**

Total cone resistance: 2.52 ±1.05 MPa

Sleeve friction: 56.59 ±24.29 kPa

SBT_n: 3SBT_n description: Clay**Estimation results**

Permeability: 3.74E-09 ±2.98E-07 m/s

N60: 13.83 ±2.80 blows

Es: 0.00 ±0.00 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

φ (degrees): 0.00 ±0.00 °

Unit weight: 17.99 ±0.47 kN/m³

Constrained Mod.: 14.63 ±18.96 MPa

Go: 88.63 ±14.28 MPa

Su: 137.26 ±59.81 kPa

Su ratio: 0.53 ±0.23

O.C.R.: 2.44 ±1.05

Summary table of mean values

From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	SPT _{N60} (blows/30cm)	E _s (MPa)	D _r	Friction angle	Constrained modulus, M (MPa)	Shear modulus, G _o (MPa)	Undrained strength, S _u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (kN/m ³)
0.03	2.40	3.94E-07	9.2	41.7	0.0	0.0	35.9	49.6	184.9	6.9	31.9	18.9
2.43		(±1.07E-05)	(±4.9)	(±20.5)	(±0.0)	(±0.0)	(±21.6)	(±24.1)	(±112.9)	(±3.3)	(±15.4)	(±0.8)
2.43	6.30	0.00E+00	6.1	38.7	0.0	0.0	15.1	41.9	80.5	1.1	5.3	17.6
8.73		(±2.28E-08)	(±1.1)	(±2.6)	(±0.0)	(±0.0)	(±4.2)	(±7.7)	(±19.0)	(±0.4)	(±1.7)	(±0.5)
8.73	0.57	3.69E-09	6.2	0.0	0.0	0.0	10.2	44.7	71.2	0.7	3.4	17.4
9.30		(±3.76E-09)	(±0.4)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±2.2)	(±3.7)	(±7.5)	(±0.1)	(±0.3)	(±0.3)
9.30	5.65	4.49E-09	9.5	58.0	0.0	0.0	19.2	67.5	110.5	0.9	4.2	18.3
14.95		(±4.97E-08)	(±2.0)	(±58.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±7.2)	(±15.0)	(±25.5)	(±0.2)	(±0.8)	(±0.5)
14.95	5.02	1.61E-09	9.8	0.0	0.0	0.0	10.0	69.6	93.1	0.6	2.6	18.0
19.97		(±1.92E-09)	(±1.7)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±8.7)	(±12.7)	(±31.9)	(±0.2)	(±1.1)	(±0.5)
19.97	0.81	6.90E-10	8.7	0.0	0.0	0.0	4.5	61.3	66.3	0.3	1.6	17.5
20.78		(±2.75E-10)	(±0.4)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.6)	(±5.4)	(±4.7)	(±0.0)	(±0.1)	(±0.3)
20.78	3.10	3.11E-09	9.9	0.0	0.0	0.0	8.5	63.3	85.2	0.4	1.9	17.3
23.88		(±2.52E-07)	(±2.6)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±18.2)	(±12.1)	(±31.3)	(±0.1)	(±0.7)	(±0.6)
23.88	1.17	1.96E-05	23.9	70.1	39.3	36.6	87.8	87.9	0.0	0.0	0.0	17.6
25.05		(±3.60E-05)	(±3.5)	(±6.2)	(±5.5)	(±1.3)	(±7.8)	(±7.7)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.4)
25.05	1.48	1.90E-09	11.1	71.5	0.0	0.0	8.5	71.8	99.1	0.4	2.0	17.6
26.53		(±9.62E-08)	(±1.8)	(±71.5)	(±0.0)	(±0.0)	(±10.3)	(±12.6)	(±31.4)	(±0.1)	(±0.6)	(±0.5)
26.53	1.76	4.15E-06	23.2	74.0	36.1	35.8	84.0	96.0	0.0	0.0	0.0	17.8
28.29		(±1.77E-05)	(±3.8)	(±7.7)	(±5.1)	(±1.4)	(±16.4)	(±12.5)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.5)
28.29	1.71	3.74E-09	13.8	0.0	0.0	0.0	14.6	88.6	137.3	0.5	2.4	18.0
30.00		(±2.98E-07)	(±2.8)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±19.0)	(±14.3)	(±59.8)	(±0.2)	(±1.0)	(±0.5)

Depth values presented in this table are measured from free ground surface

Dissipation Tests Results

Dissipation tests

Dissipation tests consists of stopping the piezocone penetration and observing porepressures (u) with elapsed time (t). The data are automatic recorded by the field computer and should take place until a minimum of 50% dissipation.

The porepressures are plotted as a function of square root of (t). The graphical technique suggested by Robertson and Campanella (1989), yields a value for t_{50} , which corresponds to the time for 50% consolidation.

The value of the coefficient of consolidation in the radial or horizontal direction c_h was then calculated by Houlsby and Teh's (1988) theory using the following equation:

$$c_h = \frac{T \times r^2 \times I_r^{0.5}}{t_{50}}$$

where:

T: time factor given by Houlsby and Teh's (1988) theory corresponding to the porepressure position

r: piezocone radius

I_r : stiffness index, equal to shear modulus G divided by the undrained strength of clay (S_u).

t_{50} : time corresponding to 50% consolidation

Permeability estimates based on dissipation test

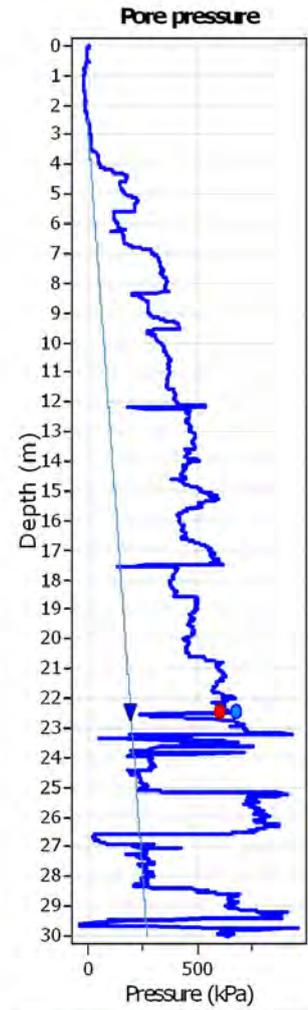
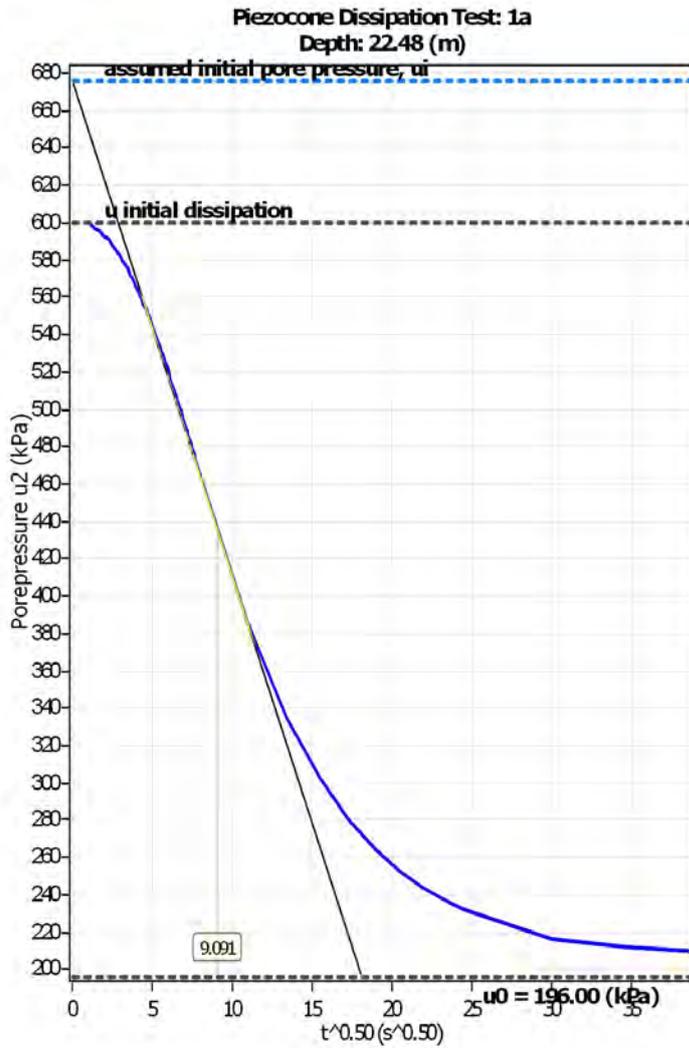
The dissipation of pore pressures during a CPTu dissipation test is controlled by the coefficient of consolidation in the horizontal direction (c_h) which is influenced by a combination of the soil permeability (k_h) and compressibility (M), as defined by the following:

$$k_h = c_h \times \gamma_w / M$$

where: M is the 1-D constrained modulus and γ_w is the unit weight of water, in compatible units.

Tabular results

CPTU Borehole	Depth (m)	$(t_{50})^{0.50}$	t_{50} (s)	t_{50} (years)	G/ S_u	c_h (m^2/s)	c_h ($m^2/year$)	M (MPa)	k_h (m/s)
1a	22.48	9.1	83	2.62E-006	689.81	2.61E-005	822	5.18	4.94E-008



Dissipation Tests Results

Dissipation tests

Dissipation tests consists of stopping the piezocone penetration and observing porepressures (u) with elapsed time (t). The data are automatic recorded by the field computer and should take place until a minimum of 50% dissipation.

The porepressures are plotted as a function of square root of (t). The graphical technique suggested by Robertson and Campanella (1989), yields a value for t_{50} , which corresponds to the time for 50% consolidation.

The value of the coefficient of consolidation in the radial or horizontal direction c_h was then calculated by Houlsby and Teh's (1988) theory using the following equation:

$$c_h = \frac{T \times r^2 \times I_r^{0.5}}{t_{50}}$$

where:

T: time factor given by Houlsby and Teh's (1988) theory corresponding to the porepressure position

r: piezocone radius

I_r : stiffness index, equal to shear modulus G divided by the undrained strength of clay (S_u).

t_{50} : time corresponding to 50% consolidation

Permeability estimates based on dissipation test

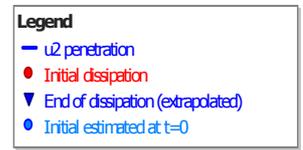
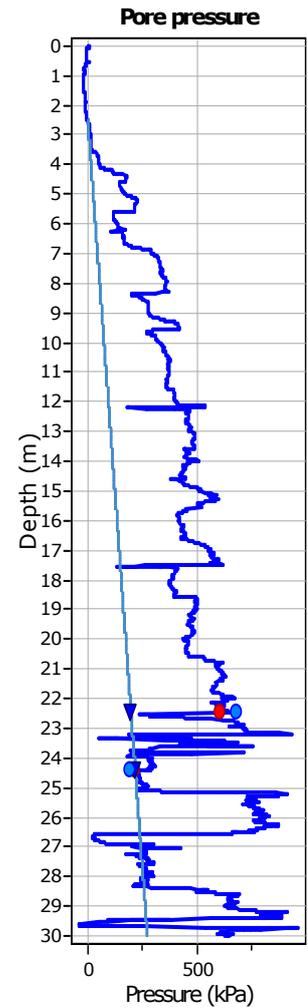
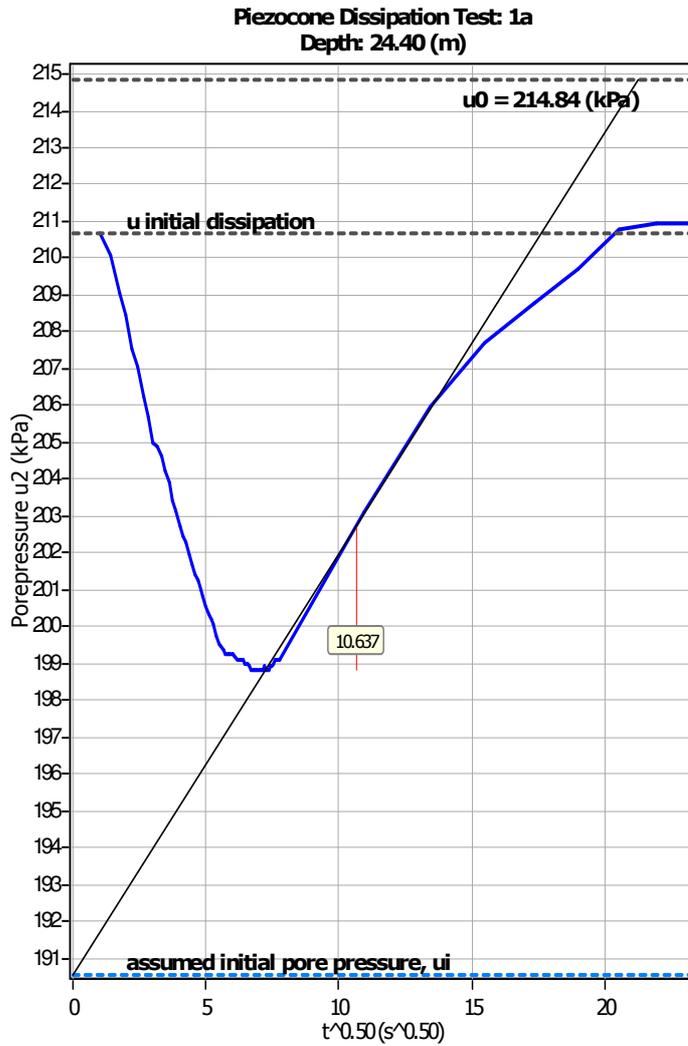
The dissipation of pore pressures during a CPTu dissipation test is controlled by the coefficient of consolidation in the horizontal direction (c_h) which is influenced by a combination of the soil permeability (k_h) and compressibility (M), as defined by the following:

$$k_h = c_h \times \gamma_w / M$$

where: M is the 1-D constrained modulus and γ_w is the unit weight of water, in compatible units.

Tabular results

CPTU Borehole	Depth (m)	$(t_{50})^{0.50}$	t_{50} (s)	t_{50} (years)	G/ S_u	c_h (m^2/s)	c_h ($m^2/year$)	M (MPa)	k_h (m/s)
1a	24.40	10.6	113	3.59E-006	100.00	7.25E-006	229	204.42	3.48E-010



Dissipation Tests Results

Dissipation tests

Dissipation tests consists of stopping the piezocone penetration and observing porepressures (u) with elapsed time (t). The data are automatic recorded by the field computer and should take place until a minimum of 50% dissipation.

The porepressures are plotted as a function of square root of (t). The graphical technique suggested by Robertson and Campanella (1989), yields a value for t_{50} , which corresponds to the time for 50% consolidation.

The value of the coefficient of consolidation in the radial or horizontal direction c_h was then calculated by Houlsby and Teh's (1988) theory using the following equation:

$$c_h = \frac{T \times r^2 \times I_r^{0.5}}{t_{50}}$$

where:

T: time factor given by Houlsby and Teh's (1988) theory corresponding to the porepressure position

r: piezocone radius

I_r : stiffness index, equal to shear modulus G divided by the undrained strength of clay (S_u).

t_{50} : time corresponding to 50% consolidation

Permeability estimates based on dissipation test

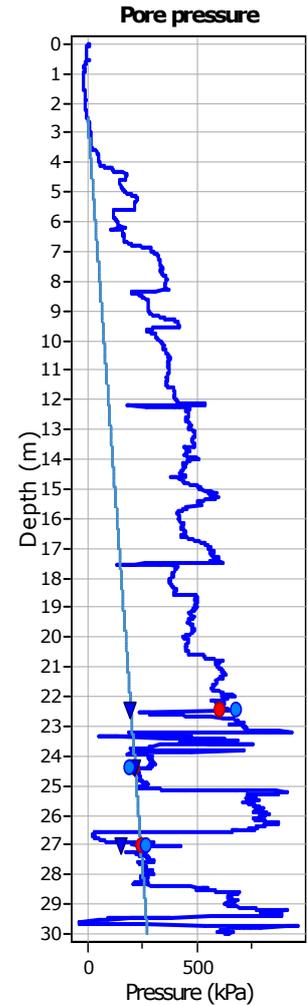
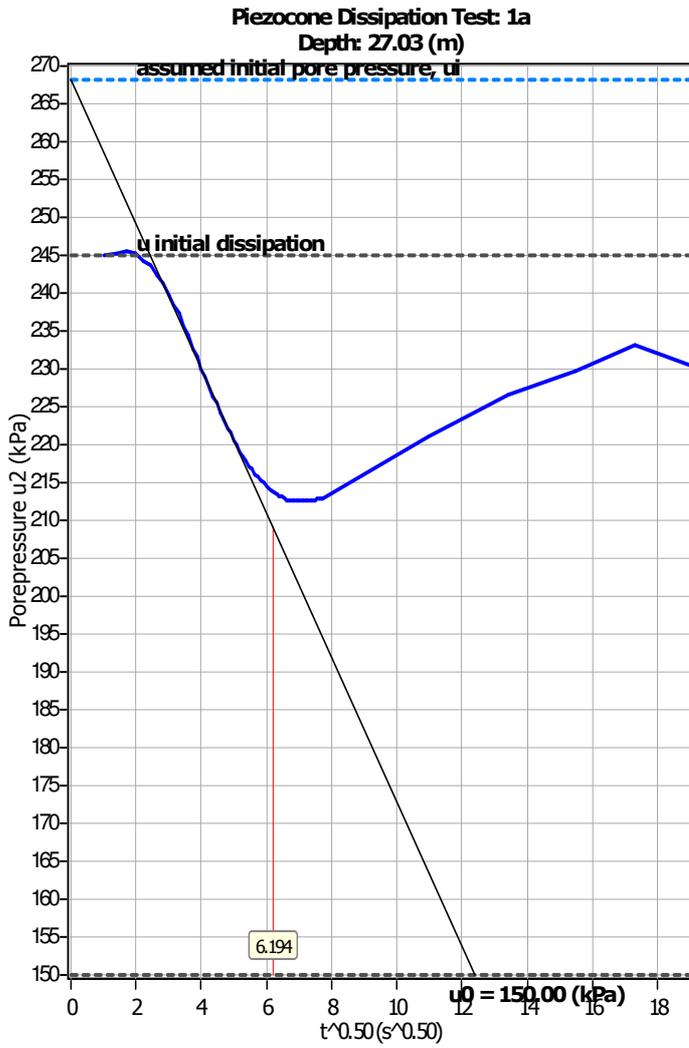
The dissipation of pore pressures during a CPTu dissipation test is controlled by the coefficient of consolidation in the horizontal direction (c_h) which is influenced by a combination of the soil permeability (k_h) and compressibility (M), as defined by the following:

$$k_h = c_h \times \gamma_w / M$$

where: M is the 1-D constrained modulus and γ_w is the unit weight of water, in compatible units.

Tabular results

CPTU Borehole	Depth (m)	$(t_{50})^{0.50}$	t_{50} (s)	t_{50} (years)	G/ S_u	c_h (m^2/s)	c_h ($m^2/year$)	M (MPa)	k_h (m/s)
1a	27.03	6.2	38	1.22E-006	100.00	2.14E-005	674	55.96	3.75E-009



Allegato 2

Reports geofisici MASW e HVSR

Rapporto di prove sismiche MASW e di prove sismiche HVSR

Località: La Fornace Comune di Nonantola (MO) via di Mezzo

Committente: Geolog Studio Geologi Associati

Data: dicembre 2021

Indice

Introduzione prova sismica MASW	3
Tecniche di misurazione e interpretazione della prova MASW	4
Modalità esecutive della prova MASW	6
Risultati della prova MASW	9
Allegati MASW	10
Introduzione prova sismica HVSR	14
Tecniche di misurazione e interpretazione della prova HVSR	14
Risultati della prova HVSR	17
Allegati HVSR	18

Introduzione prova sismica MASW

Il giorno 17 dicembre 2021 è stata eseguita 1 prova sismica con metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) in località La Fornace, Comune di Nonantola (MO) via di Mezzo.

L'indagine ha seguito il presente schema:

- Esecuzione di 1 prova sismica con metodo MASW;
- Elaborazione dei dati misurati.

Tecniche di misurazione e interpretazione della prova MASW

La tecnica MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) (Park et al., 1999) è un metodo d'indagine geofisica che sfrutta le modalità di propagazione delle onde di superficie, in particolare delle onde di Rayleigh, generate da sorgenti artificiali. Ha come obiettivi sia quello di ricostruire il profilo sismostratigrafico di un sito valutando la distribuzione delle velocità delle onde di taglio, sia quello di stimare il valore del parametro V_{s30} come richiesto dalle Norme Tecniche per le costruzioni D.M. 17.01.2018. Le onde di Rayleigh si muovono lungo l'interfaccia terra-aria e sono generate dalla rifrazione e riflessione multipla di onde di compressione (P) e onde di taglio che si propagano in direzione verticale (S_v).

Le tecniche d'indagine geofisica basate sulla registrazione ed elaborazione degli spostamenti indotti nel terreno dal passaggio delle onde di superficie (Rayleigh e Love) ne sfruttano in generale alcune caratteristiche particolari che le differenziano dalle onde di volume (P e S).

1. Le onde di superficie tendono a subire un'attenuazione del loro contenuto energetico minore rispetto alle onde di volume e quindi si propagano a distanze maggiori. Questo si spiega con il fatto che, mentre il fronte di propagazione delle onde di superficie, generate da una sorgente puntiforme, è sub-cilindrico, quello delle onde di volume è sub-emisferico. Si può dimostrare quindi che nel caso delle onde di Rayleigh la perdita di energia con la distanza (R) dalla sorgente è inversamente proporzionale a $R^{0,5}$, mentre nel caso delle onde di volume è inversamente proporzionale a R^2 . Questa più rapida dissipazione dell'energia associata alle onde di volume spiega il motivo per cui, in mezzi eterogenei e normalmente dispersivi (velocità delle onde S crescente con la profondità), dopo una distanza prossima $\lambda_R/2$ (dove λ_R è la lunghezza d'onda di Rayleigh presa in considerazione) il contributo delle onde di volume diventa trascurabile.
2. In un mezzo elastico omogeneo la profondità massima in cui il terreno risente del passaggio delle onde di Rayleigh è circa uguale a λ_R . In un mezzo eterogeneo questa profondità è compresa normalmente fra $0,5\lambda_R$ e $1,0\lambda_R$. Questo significa che le lunghezze d'onda maggiori (frequenze minori) trasportano informazioni relative agli strati di terreno più profondi, mentre quelle minori (frequenze maggiori) coinvolgono solo i livelli più superficiali.
3. La velocità con cui si propaga un'onda di superficie di una data frequenza f (o lunghezza d'onda λ) è detta velocità di fase. In un mezzo omogeneo la velocità di fase delle onde di superficie (V_A) non cambia al variare della frequenza d'onda. Al contrario in un mezzo stratificato, in presenza cioè di terreni sovrapposti con differenti caratteristiche meccaniche, la velocità di fase (V_B) dipende dal valore di f (o di λ).

La tecnica d'indagine MASW sfrutta queste tre caratteristiche delle onde di superficie, e in particolare di quelle di Rayleigh, per ottenere un profilo dell'andamento della velocità di fase in funzione della frequenza, da correlare con la velocità delle onde di taglio S .

La caratteristica (1) consente in pratica l'effettuazione di registrazioni delle onde generate dalla sorgente senza dover subire un disturbo significativo da parte delle onde di volume. La caratteristica (2) permette di associare a ogni frequenza del segnale, o lunghezza d'onda, una profondità d'indagine differente: le frequenze più basse sono collegate alle profondità maggiori e viceversa. La caratteristica (3) consente infine di vincolare ogni frequenza a una velocità di fase precisa.

L'obiettivo dell'elaborazione di un segnale acquisito con la tecnica MASW è essenzialmente quello di ricavare la curva di dispersione delle velocità di fase delle onde di Rayleigh. Il termine 'curva di dispersione' sta a indicare che le velocità di fase tendono a disperdersi, in un mezzo eterogeneo, in funzione della frequenza.

Nei terreni omogenei la curva di dispersione non si crea, in quanto in questi casi la velocità di fase non cambia al variare della frequenza. Questo è il motivo per cui la tecnica MASW non è indicata per l'investigazione di depositi sciolti o roccia omogenei fino a grandi profondità.

Una complicazione importante nasce dal fatto che, sempre in un mezzo eterogeneo, il terreno può vibrare in modi differenti e a ognuno di questi modi è associabile una curva di dispersione differente.

Anche se solitamente al modo fondamentale (1° modo) è associata l'energia maggiore, in alcuni casi, almeno per determinati intervalli di frequenze, si può avere la predominanza dei modi superiori. Ciò avviene per esempio nel caso di importanti inversioni di velocità (terreno inversamente dispersivo) o per la scarsa risoluzione in fase di campionamento del segnale. In questi casi congiungendo, per ogni valore di frequenza, i valori corrispondenti alla massima ampiezza spettrale si ottiene una curva di dispersione apparente, data dalla sovrapposizione di modi di vibrazione differenti.

Poiché le comuni procedure di inversione richiedono il vincolo a un preciso modo di vibrazione, normalmente quello fondamentale, che è di solito il più facilmente identificabile, è importante non commettere errori in fase di selezione della curva di dispersione, mescolando insieme tratti appartenenti in realtà a modi differenti. Questo può condurre a una sovrastima delle V_S .

Il grafico frequenza-velocità di fase si ottiene, partendo dal sismogramma di campagna, attraverso l'applicazione di una doppia trasformata di Fourier alle tracce acquisite, prima nel dominio del tempo (tempo di campionamento-frequenza f) e quindi in quello dello spazio (spaziatura dei geofoni-numero d'onda k). Si ottiene così un diagramma, detto spettro f-k, in cui è evidenziato il modo in cui si distribuisce la densità di energia associata al segnale. Poiché già a una piccola distanza dalla sorgente superficiale il contributo delle onde di volume all'energia totale diventa trascurabile, lo spettro f-k consente di far emergere la curva di dispersione delle onde di superficie. Il passaggio dallo spettro f-k al grafico frequenza-velocità di fase si ottiene trasformando i valori di k in valori di v con la relazione:

$$v=2\pi f/k$$

Per quanto riguarda la finestra di frequenze utili per l'interpretazione, di solito si fa riferimento a un intervallo compreso fra 3-4 Hz fino a 50-60 Hz. Il limite inferiore è legato alla frequenza di risonanza dei geofoni normalmente usati nella tecnica MASW che è solitamente di 4,5 Hz. Il limite superiore deriva dalla considerazione che onde di superficie con frequenza superiore a 50-60 Hz di solito interessano solo i primi centimetri di terreno sotto il piano campagna e quindi hanno scarsa utilità pratica.

L'interpretazione della curva di dispersione avviene attraverso un procedimento detto di inversione. Poiché nel caso di un terreno stratificato non è possibile applicare una procedura di soluzione diretta, cioè dalla curva di dispersione al modello stratigrafico, a causa della non univocità del problema (alla stessa curva di dispersione sono associabili più profili di V_S), si opera con un procedimento inverso. In pratica, fissato il modello stratigrafico iniziale, l'inversione avviene con il metodo dei minimi quadrati, modificando a tentativi, con un procedimento iterativo, i parametri

velocità delle onde S, peso di volume, spessore e coefficiente di Poisson di ogni strato e ricalcolando quindi, a ogni iterazione, la deviazione standard del nuovo modello rispetto al precedente.

Il programma da me utilizzato per l'elaborazione delle prove sismiche MASW (WinMASW 6.0 Professional della Eliosoft), utilizza anche un altro metodo di inversione chiamato degli algoritmi genetici. Gli Algoritmi Genetici operano su una popolazione di potenziali soluzioni applicando il principio della sopravvivenza del migliore, evolvendo verso una soluzione che tende ad avvicinarsi quanto più possibile alla reale soluzione del problema. Ad ogni generazione, un nuovo insieme di soluzioni è creato dal processo di selezione che, basandosi sul livello di adeguatezza (Fitness), seleziona i migliori membri della popolazione e li fa evolvere utilizzando una serie di operatori genetici mutuati dalla genetica naturale. Questo processo porta ad una evoluzione robusta verso individui che meglio si adattano all'ambiente, in altre parole, all'insieme di soluzioni che meglio rispondono al problema posto in principio.

Gli algoritmi genetici rappresentano un tipo di procedura di ottimizzazione appartenente alla classe degli algoritmi euristici. I comuni metodi lineari forniscono soluzioni che dipendono dal modello iniziale di partenza che l'utente deve necessariamente fornire. Per la natura del problema (inversione delle curve di dispersione), la grande quantità di minimi locali porta ad attrarre il modello iniziale verso un minimo locale che può essere significativamente diverso da quello reale. In altre parole, i metodi lineari richiedono che il modello di partenza sia già di per sé vicino alla soluzione reale. Gli algoritmi genetici offrono invece un'esplorazione più ampia delle possibili soluzioni. A differenza dei metodi lineari non è necessario fornire alcun modello di partenza.

Modalità esecutive della prova MASW

L'indagine MASW oggetto del presente rapporto è stata eseguita seguendo questo schema operativo:

1. Acquisizione delle onde superficiali
2. Costruzione delle curve di dispersione (grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza)
3. Inversione delle curve di dispersione per ottenere il profilo verticale delle Vs

Per lo stendimento sismico denominato **Nonantola (MO) via di Mezzo** sono stati disposti linearmente sul terreno 24 geofoni verticali da 4.5 Hz, ad una distanza di 2,0 metri uno dall'altro (spaziatura geofoni) e collegati al sismografo mediante un cavo multipolare. Dopo l'allestimento dello stendimento di ricezione, sono state generate artificialmente delle vibrazioni nel terreno in un punto prestabilito lungo il profilo, allineato ed esterno allo stendimento stesso (punto di energizzazione a 5 m dal primo geofono). È iniziata così la registrazione delle onde sismiche rilevate da ogni singolo geofono, con un intervallo di campionamento di 0,5 ms per la durata di 1024 ms.

In allegato è riportato il sismogramma dello stendimento MASW oggetto di questo rapporto.

Lo strumento utilizzato è il sismografo mod. GEA24 di produzione PASI S.r.l. caratterizzato da 24 canali di acquisizione con convertitore A/D a 24 bit. Gli impulsi sismici sono stati generati con l'utilizzo di una massa di 10 Kg, battente su un piattello di alluminio posto a contatto con il terreno.

La geometria dello stendimento di indagine e le caratteristiche del campionamento sono riassunte nella seguente tabella:

STENDIMENTO MASW	Numero geofoni	Spaziatura geofoni (m)	Distanza punto di scoppio dal primo geofono (m)	Lunghezza stendimento (m)	Intervallo di campionamento (ms)	Durata dell'acquisizione (ms)
Nonantola (MO) via di Mezzo	24	2	5	51	0,5	1024

Caratteristiche tecniche del sismografo e dei geofoni utilizzati:

Modello sismografo	PASI – GEA24
Numero di canali	24 + trigger
Conversione Dati	Convertitore analogico/digitale Sigma-Delta 24 bit
Intervallo di campionamento	Acquisizioni "a pacchetto": - fino a 125 microsec (8000sps) con 24 can. - fino a 31.25 microsec (32000sps) con 6 can. Acquisizione continua: - fino a 4000 microsec (250sps) con 24 can. - fino a 500 microsec (2000sps) con 3 can.
Lunghezza acquisizione	27500 campioni @ 24 can. (+aux) 174500 campioni @ 3 can. (+aux) Numero di campioni illimitato per acquisizioni continue
Guadagno preamp.	0/52 dB, selezionabile via software
Stacking	Numero di staking illimitato
Impedenza in ingresso	2 MOhm // 22 nF
Range dinamico	144 dB (sistema); >117 dB (istantaneo, misurato @1 ksps)
Distorsione	0.007% @ 16 kHz
Filtri	Digitali in post acquisizione
Formato dati	SEG-2
Alimentazione	5 V DC da USB, 0.25 A
Geofoni	PASI SIS 911-050 verticali con frequenza di 4.5 Hz

Le iterazioni necessarie per la costruzione delle curve di dispersione e per l'inversione delle stesse sono state ottenute tramite l'utilizzo di un programma di calcolo specifico (WinMASW Professional 6.0 della EliaSoft).

In allegato sono riportati sia l'immagine di dispersione sia il risultato dell'inversione sotto forma di profilo delle onde S con la profondità.

Contemporaneamente all'inversione delle curve di dispersione, sono stati calcolati (in modo approssimato) anche alcuni parametri, utilizzando le seguenti correlazioni a partire dai valori di Vs:

Modulo di taglio dinamico o di rigidità (Costante di Lamé μ)	$\mu=G$	ρV_s^2
Comprimibilità	k	$\rho \cdot V_s^2 \left[\left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - \frac{4}{3} \right]$
Modulo di Young	E	$\frac{\rho \cdot V_s^2 \left[3 \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 4 \right]}{\left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1}$
Coefficiente di Poisson	v	$\frac{\frac{1}{2} \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1}{\left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1}$
Costante di Lamé λ	λ	$\rho \cdot V_s^2 \left[\left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 2 \right]$

Dove: ρ = densità; V_p e V_s = velocità delle onde di compressione e di taglio.

Deve essere ricordato che la V_p calcolata da analisi MASW è scarsamente attendibile e dipende in larga misura dal coefficiente di Poisson che viene stimato, prima di lanciare l'inversione, sulla base di dati bibliografici utilizzando la seguente tabella:

Litologia	Coefficiente di Poisson
Limi	0,35 – 0,45
Argille	0,35 – 0,45
Sabbie	0,3 – 0,5
Ghiaie	0,3 – 0,4
Roccia fratturata	0,3 – 0,4
Roccia compatta	0,15 – 0,3

Risultati della prova MASW

La tabella seguente mostra in sintesi i risultati della prova Nonantola (MO) via di Mezzo:

STENDIMENTO MASW: **Nonantola 2021-12-17 10-27.dat**

Strato	Profondità (m)	Spessore (m)	Vs (m/s)	Densità (g/cm ³)	Modulo di taglio dinamico (MPa)	Vp (m/s)	Coefficiente di Poisson
1	0,0 – 5,7	5.7	196	1,90	73	522	0,42
2	5,7 – 14,5	8.8	131	1,92	33	569	0,47
3	14,5 – 30,0	15.5	237	2,04	115	942	0,47
4	30,0 – 35,0	5,0	345	2,13	223	1342	0,46

Il valore della Vs₃₀ è:

Considered dispersion curve: **Nonantola (MO) via di Mezzo.cdp**

Vs₃₀ (m/s) = 186 (da piano campagna)

I terreni appartengono quindi alla **Categoria di sottosuolo di tipo C**.

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

ALLEGATI MASW

Nonantola (MO) via di Mezzo - Inversion of Surface-Wave Dispersion Curves

Main results

Dataset: **Nonantola 2021-12-17 10-27.dat**

Mean model

Vs (m/s):		196	131	237	345
Standard deviations (m/s):	6	1	11	15	
Thickness (m):	5.7	8.8	15.5		
Standard deviations (m):		0.2	0.1	0.5	
Density (g/cm ³):		1.90	1.92	2.04	2.13
Seismic/Dynamic Shear modulus (MPa):	73	33	115	253	

Analyzing Phase velocities

Considered dispersion curve: **Nonantola (MO) via di Mezzo.cdp**

Analysis: Rayleigh Waves

Approximate values for Vp and Poisson

Vp (m/s):		522	569	942	1342
Poisson:		0.42	0.47	0.47	0.46

Vs30 (m/s): 186

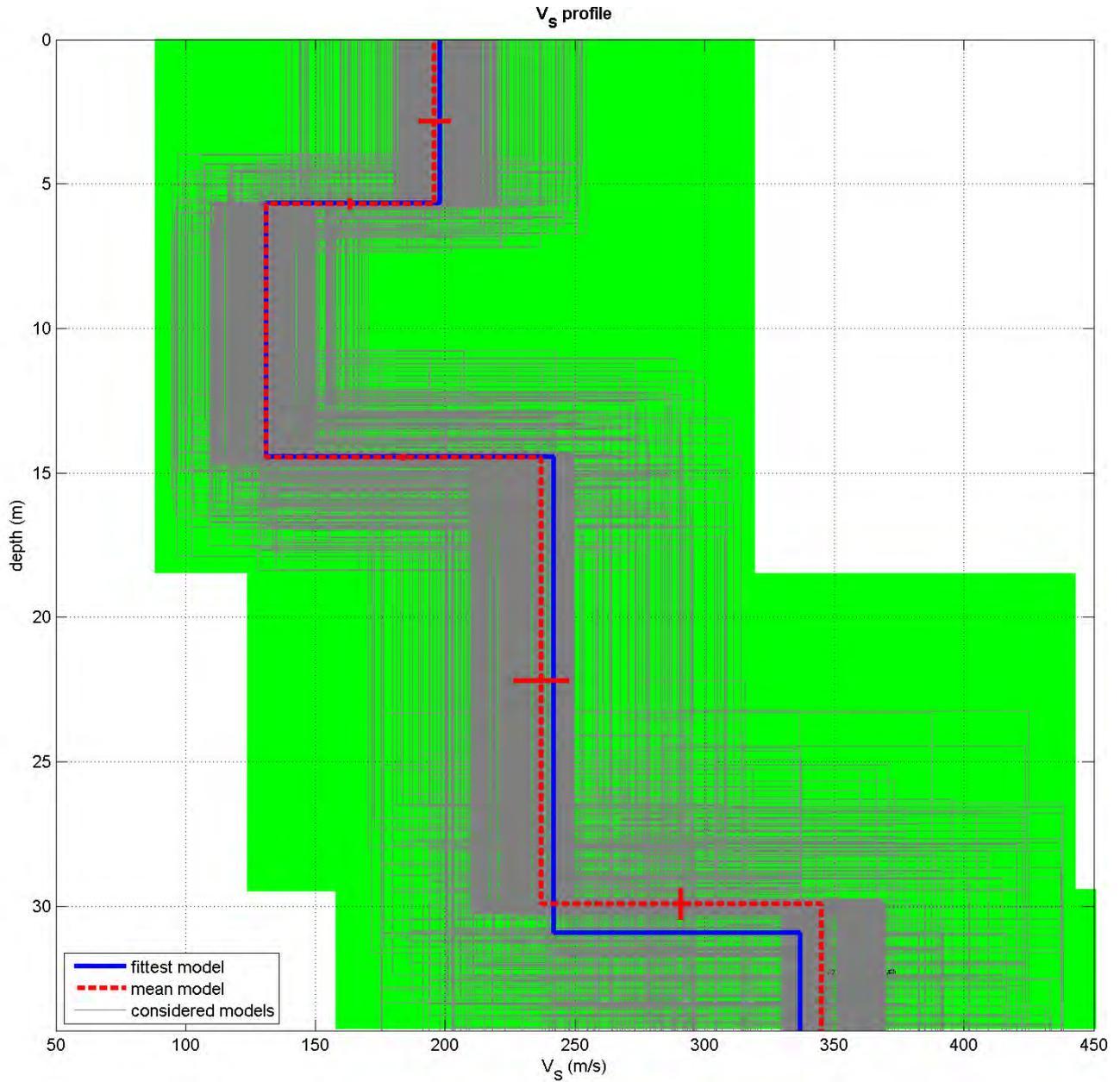
Soil classification: **Categoria di sottosuolo di tipo C**

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Prova sismica Nonantola (MO) via di Mezzo – Profilo Vs

Località: La Fornace Comune di Nonantola (MO) via di Mezzo

Data esecuzione prova: 17 dicembre 2021



dataset: Nonantola 2021-12-17 10-27.dat

dispersion curve: Nonantola (MO) via di Mezzo.cdp

V_{s30} (best model): 188 m/s

V_{s30} (mean model): 186 m/s

Prova sismica Nonantola (MO) via di Mezzo – Sismogramma

Località: La Fornace Comune di Nonantola (MO) via di Mezzo

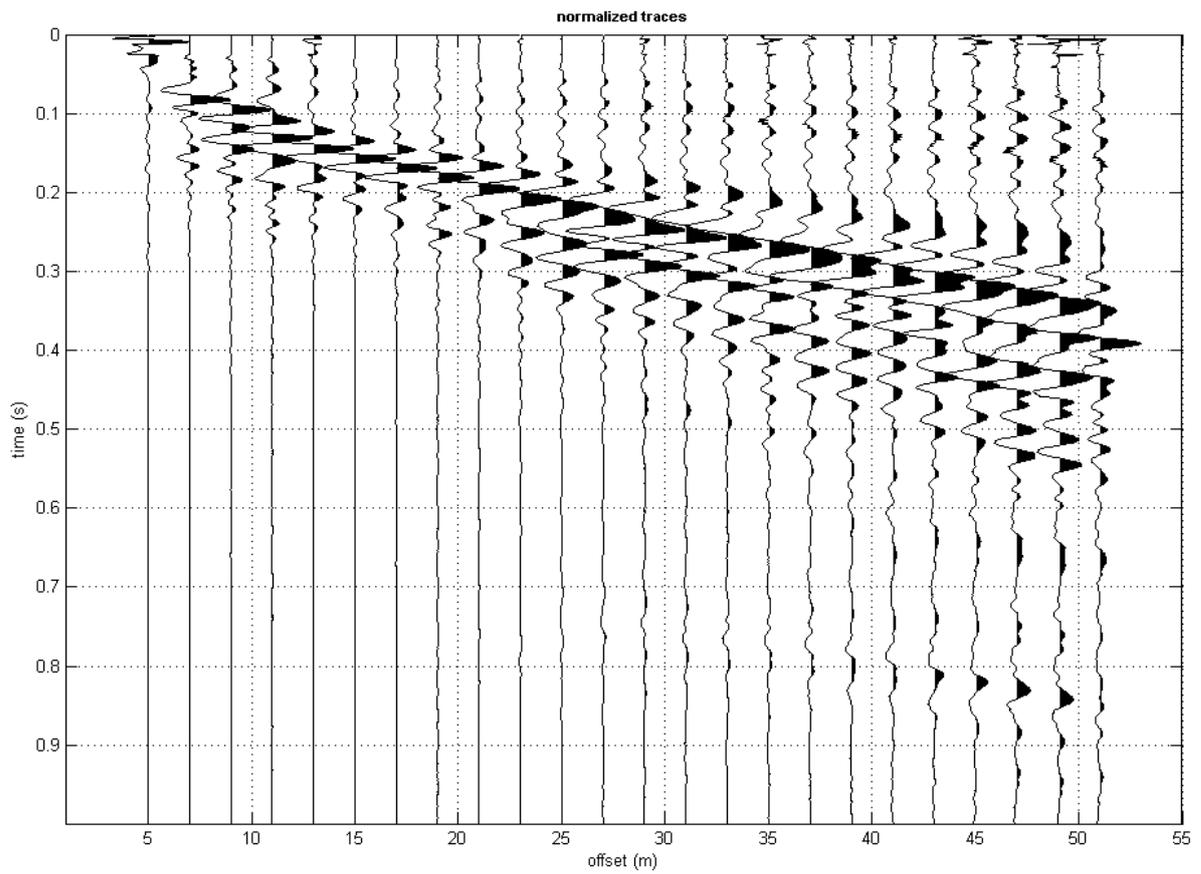
Data esecuzione prova: 17 dicembre 2021

dataset: Nonantola 2021-12-17 10-27.dat

sampling: 0.5 ms

minimum offset: 5 m

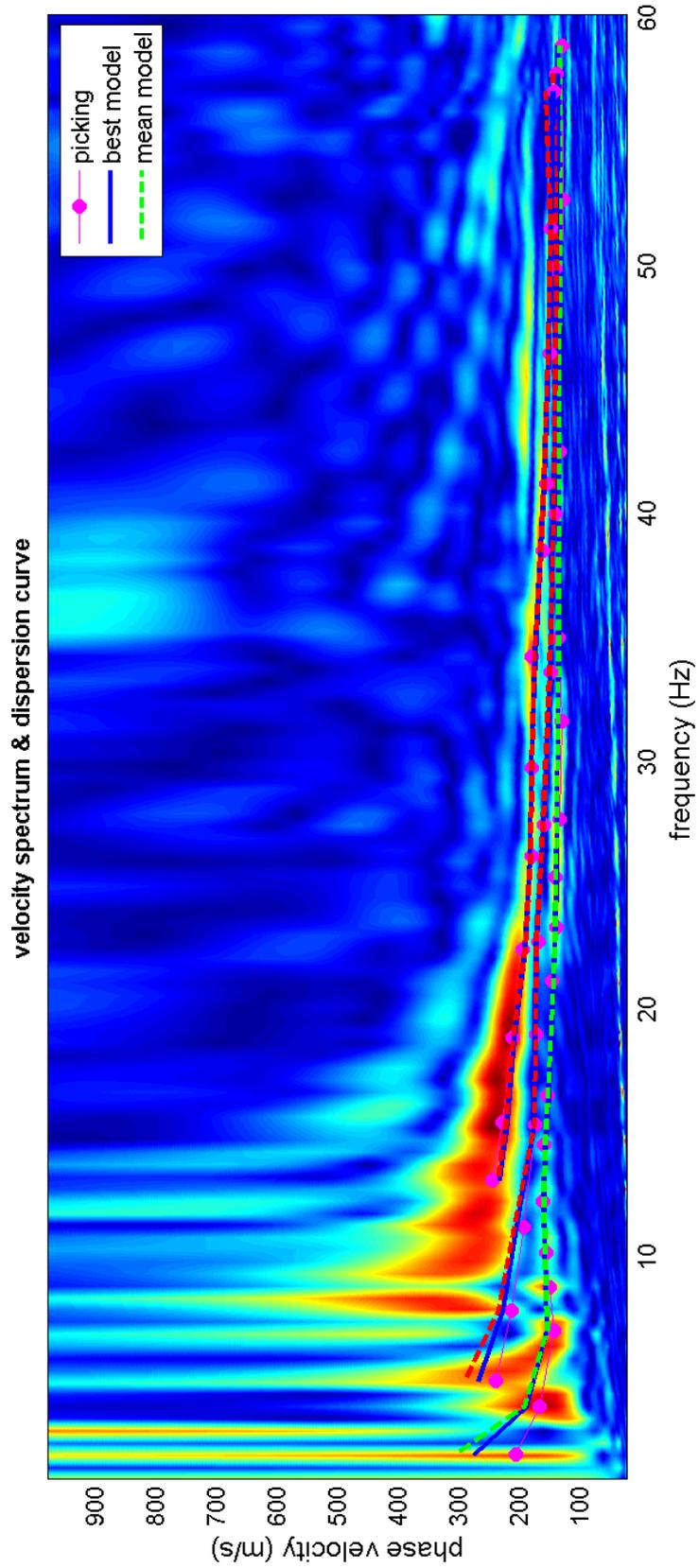
geophone spacing: 2 m



Prova sismica Nonantola (MO) via di Mezzo – Spettro di velocità

Località: La Fornace Comune di Nonantola (MO) via di Mezzo

Data esecuzione prova: 17 dicembre 2021



Introduzione prova sismica HVSR

Il giorno 17 dicembre 2021 è stata eseguita 1 prova sismica con metodo HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) in località La Fornace, Comune di Nonantola (MO) via di Mezzo.

L'indagine ha seguito il presente schema:

- Esecuzione di 1 prova sismica con metodo HVSR;
- Elaborazione dei dati misurati secondo le linee guida SESAME¹.

Tecniche di misurazione e interpretazione della prova HVSR

Principi del metodo

Il metodo HVSR con singola stazione è stato inizialmente sviluppato in Giappone da Nogoshi e Igarashi (1971) per caratterizzare la risposta di sito sotto azione sismica ed è stato successivamente reso popolare e diffuso da Nakamura (1989). Questo metodo consiste nel calcolo del rapporto (tipicamente indicato come H/V) della media delle componenti orizzontali rispetto alla componente verticale dello spettro di Fourier del rumore ambientale, registrato in un unico sito da un sensore tridimensionale (velocimetro 3D). L'evidenza empirica, supportata da simulazioni numeriche, indica che il massimo del rapporto spettrale H/V viene individuato in corrispondenza o vicino alla frequenza di risonanza fondamentale del sito, a condizione che vi sia un contrasto d'impedenza sufficientemente forte in profondità. Poiché la frequenza fondamentale di un sito è legata alla velocità media delle onde di taglio del profilo del terreno e al suo spessore, il metodo viene anche utilizzato come strumento di esplorazione geofisica per stimare uno dei questi due parametri, conoscendo l'altro.

Il rapporto fra le componenti orizzontali e verticali del moto delle particelle di terreno investite dall'onda sismica (rapporto H/V o ellitticità), dipende dalle caratteristiche della sorgente dell'onda e da quelle del sottosuolo; inoltre varia con la frequenza di vibrazione. L'ellitticità delle onde di Rayleigh cambia con la lunghezza d'onda (o con la frequenza) in rapporto alla struttura del sottosuolo ed in particolare è influenzata dal profilo di velocità delle onde S.

Attrezzatura necessaria

Sono necessari un sensore a tre componenti e un digitalizzatore di segnale con dinamica ad almeno 16 bit. A causa di un livello relativamente alto di rumore intrinseco, gli accelerometri devono essere evitati. Secondo le linee guida SESAME (Guiller et al., 2008), il sensore più versatile è un sismografo con periodo di 5 s (0,2 Hz). A seconda delle case produttrici i sensori e i digitalizzatori possono essere integrati in sistemi di misura *all-in-one*, ma sono più frequenti sensori indipendenti. La frequenza di campionamento deve essere maggiore di 60 - 100 Hz (Sampling time < 15 - 10 ms).

Procedure di raccolta dati

Il parametro più importante per una buona acquisizione HVSR è la durata di registrazione. Il concetto base per stabilire la durata di acquisizione è che più si ha un ambiente rumoroso (ad es. traffico stradale pesante nelle vicinanze, condizioni atmosferiche pessime, presenza di industrie ecc.) più lunga dovrà essere la durata della registrazione da effettuare.

Secondo le linee guida SESAME, la durata minima consigliata dovrebbe variare da 10 minuti (per

¹ Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibration measurements, processing and interpretation SESAME European research project WP12 – Deliverable D23.12 European Commission – Research General Directorate Project No. EVG1-CT-2000-00026 SESAME – December 2004 SESAME (Site EffectS assessment using Ambient Excitations).

uno strumento con frequenza naturale di risonanza a 2 Hz) a 20 minuti (4,5 Hz), per i siti con una frequenza fondamentale compresa tra 0,2 Hz e 10 Hz.

Teoria di analisi

Le linee SESAME raccomandano una procedura di elaborazione che richiede cinque fasi principali:

- Ciascuno dei tre componenti di un record è diviso in diverse finestre temporali di uguale o variabile lunghezza. La lunghezza della finestra viene scelta secondo criteri basati sulla frequenza fondamentale del sito e sulla rappresentatività statistica della curva H/V da determinare. I transienti possono essere tolti manualmente oppure utilizzando un algoritmo automatico.
- Gli spettri di Fourier vengono calcolati per ogni finestra di tempo e sono smussati per eliminare i picchi che possono creare artefatti sulla curva H/V con un filtro logaritmico Konno-Ohmachi (Konno e Ohmachi, 1998).
- I due spettri di Fourier orizzontali sono fusi con una media quadratica per ogni finestra.
- Il rapporto spettrale H/V è calcolato per ogni finestra.
- I rapporti spettrali H/V sono mediati su tutte le finestre con una media geometrica di ogni singola curva H/V con successivo calcolo della deviazione standard. E' pratica quasi obbligatoria, l'analisi sistematica delle curve H/V in combinazione con gli spettri di Fourier delle componenti di rumore ambientale per rilevare anomalie, come nel caso dei picchi spuri di origine industriale.

Linee guida SESAME

Nelle linee guida SESAME ci sono due serie di criteri per stimare se la frequenza del picco principale di una curva H/V possa essere considerata attendibile come frequenza fondamentale del sito (o la frequenza relativa al primo forte contrasto di impedenza in profondità). Il primo set di criteri è finalizzato a valutare l'affidabilità della curva H/V e la qualità della registrazione, mentre il secondo set è utilizzato per valutare la chiarezza del picco.

Questi criteri sono adatti a quasi tutte le situazioni e sono stati ideati per essere usati senza alcuna informazione sulle condizioni geologiche del sito di registrazione.

Criteria for a reliable H/V curve

- | |
|---|
| i) $f_0 > 10 / l_w$
<i>and</i>
ii) $n_c(f_0) > 200$
<i>and</i>
iii) $\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$
OR $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$ |
|---|

Criteria for a clear H/V peak

(at least 5 out of 6 criteria fulfilled)

- | |
|--|
| i) $\exists f_- \in [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f_-) < A_0/2$
ii) $\exists f_+ \in [f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f_+) < A_0/2$
iii) $A_0 > 2$
iv) $f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$
v) $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
vi) $\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$ |
|--|

where:

- | |
|--|
| <ul style="list-style-type: none"> • l_w = window length • n_w = number of windows selected for the average H/V curve • $n_c = l_w \cdot n_w$. f_0 = number of significant cycles • f = current frequency • f_{sensor} = sensor cut-off frequency • f_0 = H/V peak frequency • σ_f = standard deviation of H/V peak frequency ($f_0 \pm \sigma_f$) |
|--|

- $\varepsilon(f_0)$ = threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
- A_0 = H/V peak amplitude at frequency f_0
- $A_{H/V}(f)$ = H/V curve amplitude at frequency f
- f_- = frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f_-) < A_0/2$
- f_+ = frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f_+) < A_0/2$
- $\sigma_A(f)$ = "standard deviation" of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
- $\sigma_{\log H/V}(f)$ = standard deviation of the $\log A_{H/V}(f)$ curve, $\sigma_{\log H/V}(f)$ is an absolute value which should be added to or subtracted from the mean $\log A_{H/V}(f)$ curve
- $\theta(f_0)$ = threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$
- $V_{s,av}$ = average S-wave velocity of the total deposits
- $V_{s,surf}$ = S-wave velocity of the surface layer
- h = depth to bedrock
- h_{min} = lower-bound estimate of h

Software e strumento utilizzati per la prova HVSR

I programmi utilizzati per l'elaborazione della prova sismica HVSR oggetto del presente rapporto sono:

WinMASW 6.0 Professional (Eliosoft)

Geopsy 2.9.0 Version (Copyright 2002-2011 by M. Wathelet – ISTERre, Université de Grenoble, France)

Lo strumento utilizzato è il tromografo mod. GEMINI 2 di produzione PASI S.r.l.

Specifiche sensori Gemini 2:

3 geofoni a bassa frequenza da 2Hz e un acquisitore dati 24 bit.

Freq. Naturale di risonanza: 2 Hz +/-10%

Sensibilità: 2 V/cm/s +/- 5%

Resistenza interna: 5.8k Ω +/-5%

Damping: 0.7 +/-10%

Distorsione armonica: $\leq 0.2\%$

Resistenza d'isolamento: $\geq 10 M\Omega$

Temp. funzionamento: da -25°C a + 55°C

Bloccaggio sensori: automatico per il trasporto

Dimensioni: diam.128mm, h.175mm

Peso: 2.15 kg

Specifiche scheda acquisizione Gemini 2:

Alimentazione: da porta USB

Conversione dati: A/D Sigma-Delta a 24 bit

Campionamento: freq. max. 8KHz, simultaneo su 3 can.

Rapporto Segnale/Rumore: max. 117db

Banda passante a +/- 0.1 dB: 108Hz

Banda passante a -3dB: 212Hz

Le caratteristiche di acquisizione della tromografia sono riassunte nella seguente tabella:

Dataset	Durata campionamento	Frequenza di campionamento	Intervallo frequenze utilizzate per il calcolo HVSR	Lunghezza finestre temporali	Lunghezza della sequenza temporale analizzata
	min	Hz	Hz	s	min
Nonantola SITE 20211217 1106.SAF	20	200	0.5-20	20	20

Risultati della prova HVSR

I risultati della prova HVSR oggetto del presente rapporto sono riportati in allegato.

Utilizzando le metodologie descritte nei paragrafi che si riferiscono alla tecnica HVSR e alle modalità esecutive, sono riportati nella seguente tabella il picco di frequenza e il valore di HVSR ad esso riferito:

Dataset: Nonantola SITE 20211217 1106.SAF		
Frequenza di picco H/V (Hz) = 0.8 ± 0.1		
Valore di picco H/V = 2.2 ± 0.2		
Criteri per una curva H/V affidabile (Tutti e 3 dovrebbero essere soddisfatti)		
$F_0 > 10/L_w$	$0.8 > 0.5$	OK
$N_c(f_0) > 200$	$1845 > 200$	OK
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5$ Hz		OK
Criteri per un picco H/V chiaro (Almeno 5 su 6 devono essere soddisfatti)		
Esiste f in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f) < A_0/2$		NO
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$	Yes at $f=1.5$ Hz	OK
$A_0 > 2$	$2,2 > 2$	OK
$F_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$5.594 > 0.117$	NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.257 < 2$	OK

ALLEGATI HVSR

Horizontal-to-Vertical Spectral Ratio

Dataset: Nonantola SITE 20211217 1106.SAF

Sampling frequency (Hz): 200

Window length (sec): 20

Length of analysed temporal sequence (min): 20.0

Tapering (%): 10

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

Peak frequency (Hz): 0.8 (± 0.1)

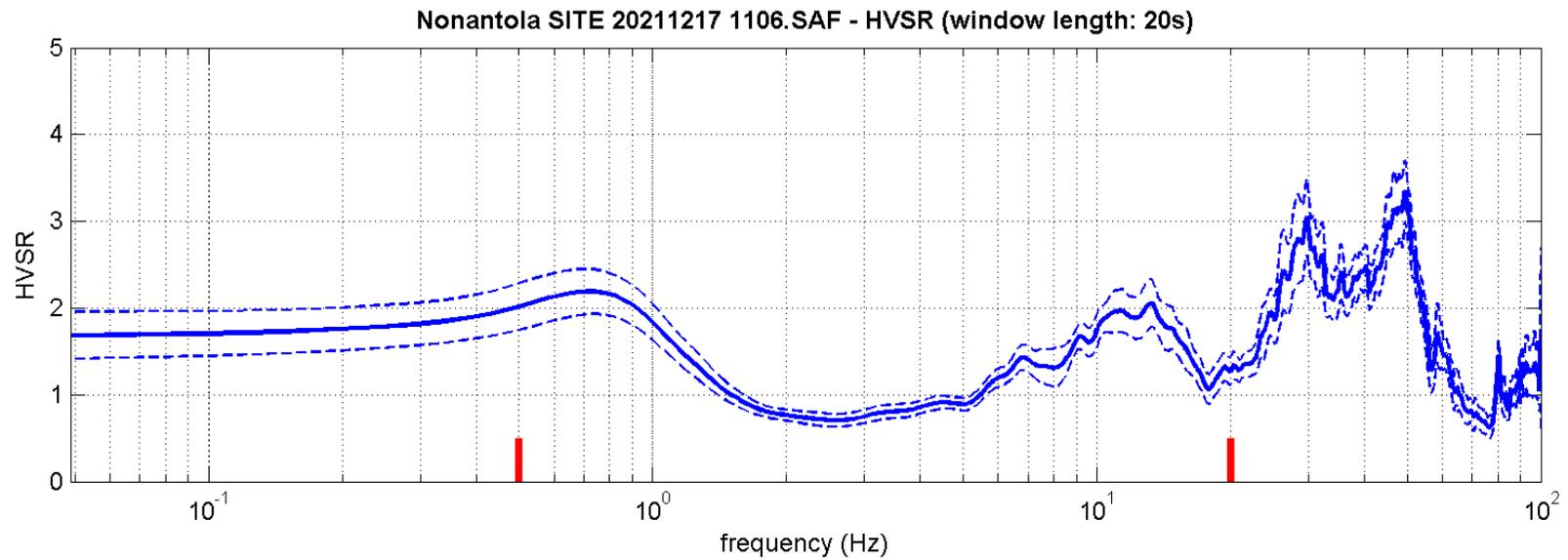
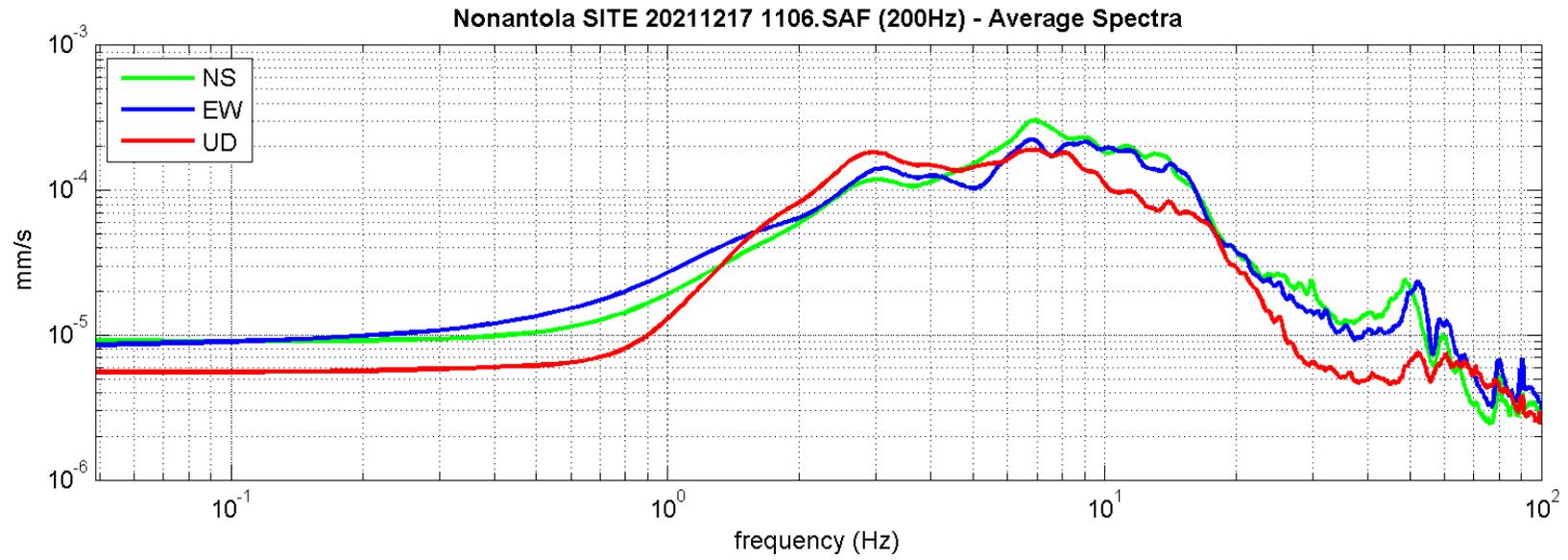
Peak HVSR value: 2.2 (± 0.2)

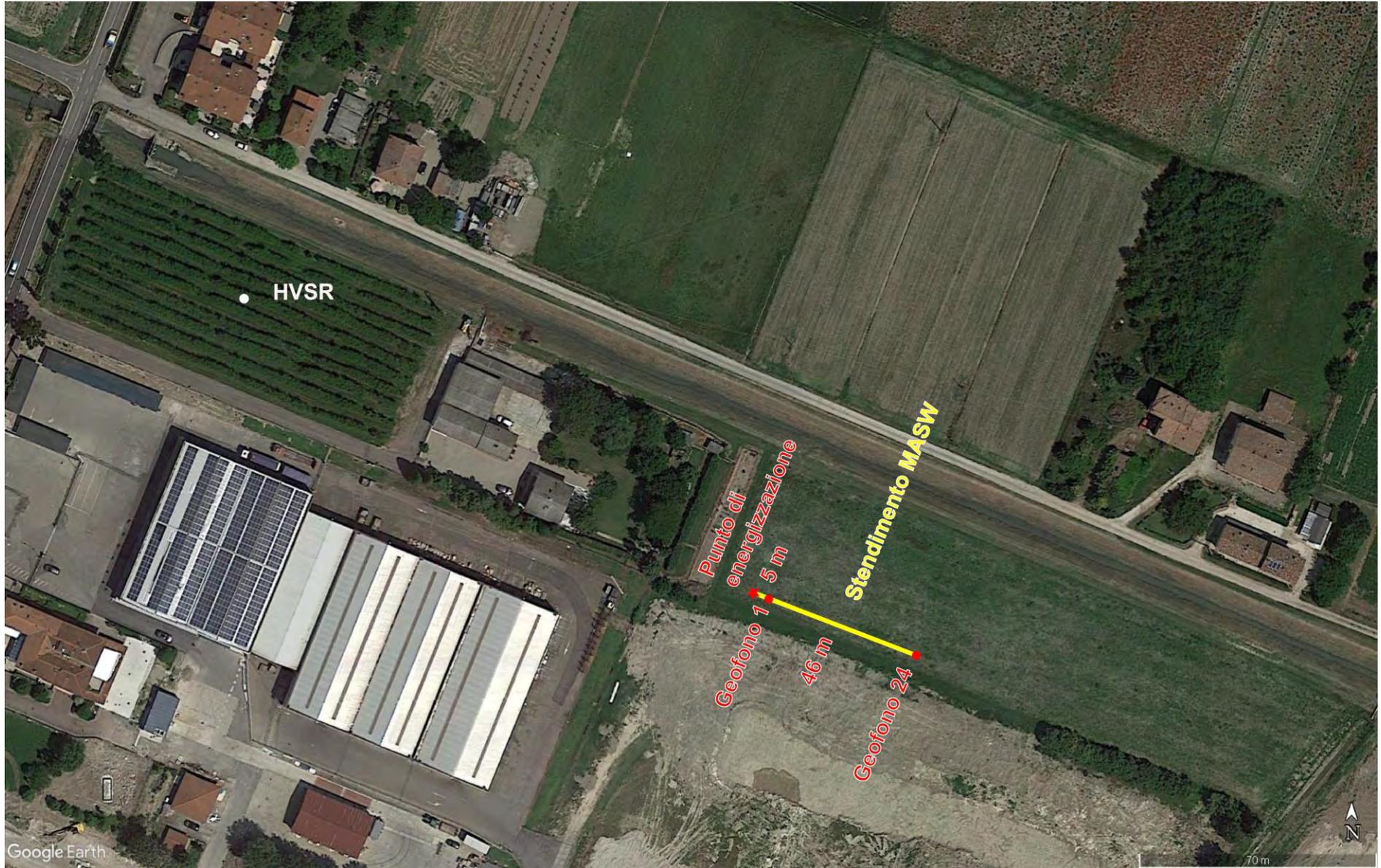
=== Criteria for a reliable H/V curve =====

- #1. [$f_0 > 10/Lw$]: $0.8 > 0.5$ (OK)
- #2. [$nc > 200$]: $1845 > 200$ (OK)
- #3. [$f_0 > 0.5\text{Hz}$; $\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$] (OK)

=== Criteria for a clear H/V peak (at least 5 should be fulfilled) =====

- #1. [exists f_- in the range $[f_0/4, f_0]$ | $AH/V(f_-) < A_0/2$]: (NO)
- #2. [exists f_+ in the range $[f_0, 4f_0]$ | $AH/V(f_+) < A_0/2$]: yes, at frequency 1.5Hz (OK)
- #3. [$A_0 > 2$]: $2.2 > 2$ (OK)
- #4. [$f_{\text{peak}}[Ah/v(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$]: (NO)
- #5. [$\sigma_{\text{maf}} < \epsilon(f_0)$]: $5.594 > 0.117$ (NO)
- #6. [$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$]: $0.257 < 2$ (OK)





Reggio Emilia 20 dicembre 2021

Dott. Stefano Righetti Geologo

