

Comune di Fiorano Modenese

Provincia di Modena

RELAZIONE GEOLOGICA inerente la caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1. NTC 2018)

RELAZIONE GEOTECNICA relativa alle indagini, alla caratterizzazione e alla modellazione geotecnica a supporto della progettazione strutturale (6.2.2. NTC 2018) nonché relativa alla verifica delle opere di fondazione (6.4. NTC 2018)

ANALISI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE relativa alla caratterizzazione geofisica del volume significativo di terreno (3.2.2 NTC 2018), valutazione dell'azione sismica di riferimento (3.2.3. NTC 2018), Risposta sismica locale e verifica della stabilità nei confronti della liquefazione (7.11.3. NTC 2018)



OGGETTO:
**Studio del terreno di fondazione per
la realizzazione di una nuova cabina e antenna
per servizi di telecomunicazione,
sita in Via del Ruvinello,
nel Comune di Fiorano Modenese (MO)**



ASSOCIATO



GEO GROUP s.r.l.
Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5960176
E-mail: info@geogroupmodena.it
P.IVA e C.F. 02981500362
www.geogroupmodena.it



**AZIENDA CON SISTEMA
DI GESTIONE QUALITÀ
CERTIFICATO DA DNV
= ISO 9001 =**

Relazione Tecnica

comprendente:

RELAZIONE GEOLOGICA

inerente la caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1. NTC 2018)

RELAZIONE GEOTECNICA

Relativa alle indagini, alla caratterizzazione e alla modellazione geotecnica a supporto della progettazione strutturale (6.2.2. NTC 2018) nonché relativa alla verifica delle opere di fondazione (6.4. NTC 2018)

ANALISI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

Relativa alla caratterizzazione geofisica del volume significativo di terreno (3.2.2 NTC 2018), valutazione dell'azione sismica di riferimento (3.2.3. NTC 2018), Risposta sismica locale e verifica della stabilità nei confronti della liquefazione (7.11.3. NTC 2018)

Oggetto:

Studio del terreno di fondazione per la realizzazione di una nuova cabina e antenna per servizi di telecomunicazione, sita in Via del Ruvinello, nel Comune di Fiorano Modenese (MO).

Proprietà: Sig.re Bondi Antonella, Bondi Loretta, Bondi Luisa, Bondi Paola

Indice del contenuto

1.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	6
2. RELAZIONE GEOLOGICA	7
2.1 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO - GEOLOGIA	7
2.2 INDAGINI GEOGNOSTICHE	8
2.2.1 Prova penetrometrica statica con punta meccanica CPT	8
2.3 CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	11
2. RELAZIONE GEOTECNICA	12
3.1 INDAGINI GEOTECNICHE	12
3.2 MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO	12
3.3 TIPOLOGIA DI FONDAZIONI CONSIGLIATE E CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE	14
3.4 VERIFICA DEI CEDIMENTI	15
3.5 MODULO DI SOTTOFONDO	16
4 CLASSIFICAZIONE e CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO – PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE (CALCOLO DEGLI SLU)	17
4.1 SISMICITÀ DELL'AREA	17
4.2 INDAGINI GEOFISICHE	20
4.2.1 Indagine sismica con metodo MASW	20
4.2.2 Indagini sismiche Horizontal to Vertical Spectral Ratio (HVSr) – Metodo di Nakamura ...	23
4.3 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE - VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) – PAR. 6.4 N.N.T.C. 2018	25
4.4 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	26
4.5 VERIFICA DI STABILITÀ DI VERSANTE	30
5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	33

Tavole

Tav. n. 1: “Carta Corografica”	scala 1: 25.000;
Tav. n. 2: “Carta Topografica”	scala 1: 10.000;
Tav. n. 3: “Ripresa fotografica generale dell’area di interesse”	scala grafica;
Tav. n. 4: “Carta della litologia di superficie”	scala 1: 5.000;
Tav. n. 5: “Rischio da frana: carta del dissesto”	scala grafica;
Tav. n. 6: “Indagini geognostiche”	scala grafica.

Allegati

- ALL. n. 1** Prova penetrometrica statica CPT corredata di interpretazione geotecnica;
- ALL. n. 2** Verifiche Geotecniche;
- ALL. n. 3** Indagine sismica – tecnica MASW;
- ALL. n. 4** Indagine sismica – tecnica HVSr;
- ALL. n. 5** Verifica alla liquefazione;
- ALL. n. 6** Verifica di stabilità.

PREMESSE

É stata eseguita la presente relazione geologica, geotecnica e sismica relativa allo studio del sottosuolo per la realizzazione di una nuova cabina e antenna per servizi di telecomunicazione, sita in Via del Ruvinello, nel Comune di Fiorano Modenese (MO).





Fig. 1.1: Inquadramento geografico dell'area oggetto di indagine; immagini tratte da *Bing Maps*.

Si riportano di seguito alcuni disegni progettuali inerenti gli interventi in progetto di cui si tratta nella presente relazione geologico-geotecnica.

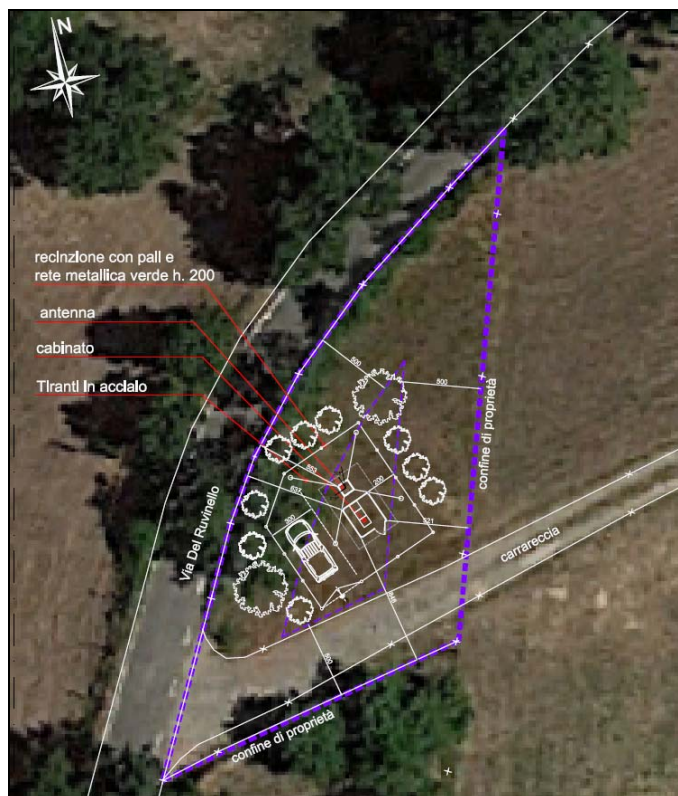


Fig. 1.2: Sovrapposizione del disegno di progetto sulla foto aerea.

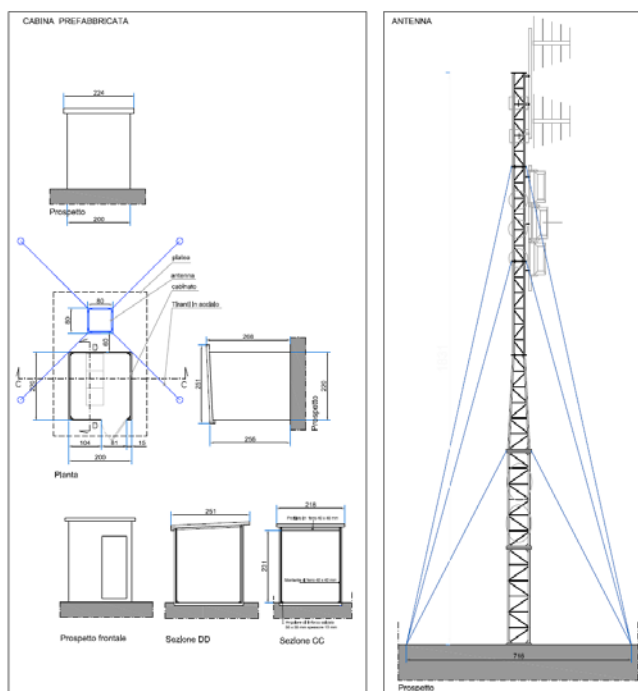


Fig. 1.3: Sezioni e prospetti della cabina e antenna in progetto.

1.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area in esame è sita a sud del centro dei Comuni di Sassuolo e Fiorano Modenese (MO), in Via del Ruvinello, come illustrato nella "Carta corografica", tavola CTR n. 219_NO "Fiorano Modenese" alla scala 1: 25.000 (**tav. n. 1**); nella "Carta topografica" sezione n. 219060 "Sassuolo", alla scala 1: 10.000, (**tav. n. 2**) e nella "Ripresa fotografica generale dell'area di interesse" (**tav. n. 3**), riportate in allegato.

Le coordinate geografiche relative al sito in oggetto, calcolate mediante apposito software ed utilizzando la maglia di punti riportata in figura 1.2 sono le seguenti:

(1)* Coordinate WGS84 (°)	
Latitudine 44,533427	Longitudine 10,801975
(1)* Coordinate ED50 (°)	
Latitudine 44,534370	Longitudine 10,802981

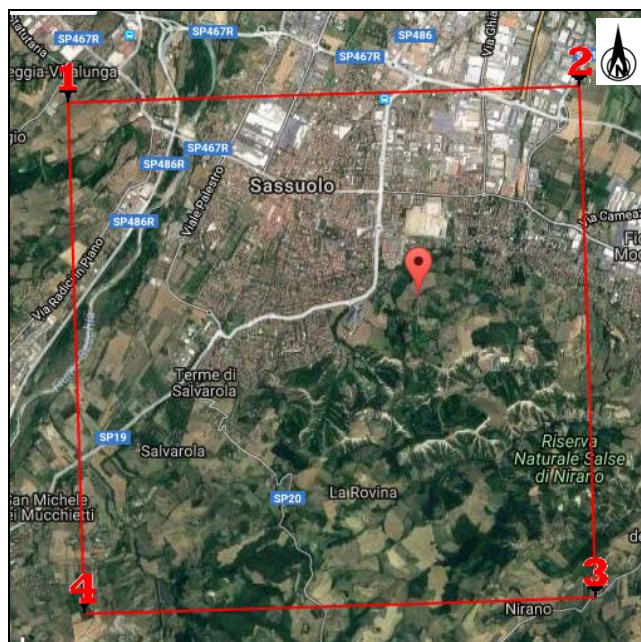


Fig. 1.2: Maglia di punti che identificano l'area di interesse.

2. RELAZIONE GEOLOGICA

2.1 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO - GEOLOGIA

L'area oggetto di studio è posta a sud dei centri dei Comuni di Sassuolo e Fiorano Modenese (MO). Da quanto si evince dalla "Carta della litologia di superficie" allegata (tav. n. 4), tratta dal "Progetto CARG" della Regione Emilia-Romagna, Servizio Geologico Sismico e del Suolo, nell'area oggetto di studio affiora la seguente litologia:

SUCCESSIONE NEOGENICO-QUATERNARIA DEL MARGINE APPENNINICO

PADANO

AES8 - Subsintema di Ravenna

Ghiaie e ghiaie sabbiose, passanti a sabbie e limi organizzate in numerosi ordini di terrazzi alluvionali. Limi prevalenti nelle fasce pedecollinari di interconoide. A tetto suoli a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente fino a 150 cm e parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallo-bruno. Contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. Potenza fino a oltre 25 m.
Olocene (età radiometrica della base: 11.000 - 8.000 anni).

FAA - Argille Azzurre

Argille, argille marnose, marne argillose e siltose grigie e grigio-azzurre, talora grigio plumbeo, in strati medi e subordinatamente sottili, a giunti poco o non visibili per bioturbazione, con subordinati strati arenacei sottili risedimentati. Localmente sono presenti sottili livelli discontinui di biocalcareni fini e siltiti giallo, o ocra se alterate, sottilmente laminate. Nella parte alta possono essere presenti *slumps*.

Limite inferiore paraconcordante o marcato da una lieve discordanza angolare su FCO, discordante su unità più antiche. Potenza di alcune centinaia di metri.

Pliocene inferiore - Pleistocene superiore

L'area oggetto di studio è posta nella collina modenese, in una zona pianeggiante alla quota topografica media di circa 243.00 m s.l.m..

2.2 INDAGINI GEOGNOSTICHE

In relazione alla litologia presente nell'area e in base alla tipologia di intervento in progetto, la campagna geognostica è stata espletata mediante le seguenti indagini geognostiche:

- ***n. 1 prova penetrometrica statica CPT, eseguita in data 11/10/2017;***
- ***n. 1 indagine sismica con metodologia MASW, eseguita in data 11/10/2017;***
- ***n. 1 indagine sismica passiva HVSR, eseguita in data 11/10/2017.***

L'ubicazione delle indagini geognostiche è illustrata nella **tav. n. 5**, riportata in allegato, mentre i diagrammi relativi alla prova penetrometrica CPT eseguita, dotati d'interpretazione geotecnica, sono presenti nell'**allegato n. 1**. Negli **allegati n. 3 e n. 4** sono, invece, visibili i grafici e i risultati delle indagini sismiche *MASW* e *HVSR* rispettivamente.

2.2.1 Prova penetrometrica statica con punta meccanica CPT

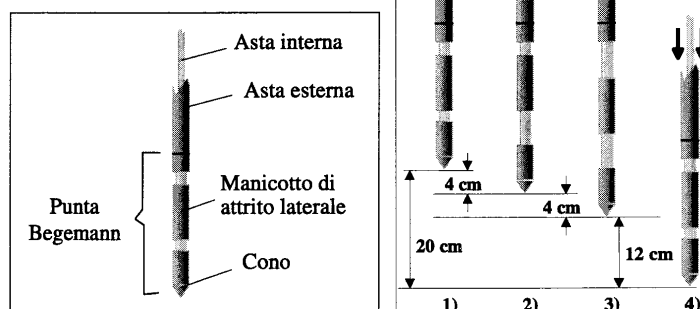
Nell'area di interesse è stata eseguita, in data **11/10/2017**, **n. 1 prova penetrometrica statica CPT**, spinta fino alla profondità di $D = -10.00$ m da p.c..

Nell'**Allegato n. 1** sono riportati i grafici e le tabelle riguardanti la prova eseguita, corredate dell'elaborazione geotecnica e litostratigrafica.

Le caratteristiche tecniche dello strumento impiegato sono le seguenti:

Punta meccanica	Begemann
Spinta	100 kN
Intervalli di misura	20 cm
Parametri registrati	R_p (resistenza alla punta)
	R_I (resistenza attrito laterale)
Area punta	10 cm²
Angolo alla punta	60°

Fig. 2.1: Punta Begemann (a) e schema di avanzamento (b).



La prova penetrometrica statica CPT (*Cone Penetration Test*) viene realizzata infiggendo nel terreno, alla velocità di 2 cm/sec, la punta meccanica Begemann (**fig. 2.1**). La punta presenta alla sua estremità inferiore un cono avente un angolo al vertice di 60°, un diametro alla base di 36 mm e quindi un'area di base di 10 cm². Esso supporta lungo il suo stelo un manicotto d'attrito, la cui superficie laterale è di 150 cm². I valori degli sforzi di reazione che il suolo oppone alla penetrazione della punta, allo scorrimento del manicotto laterale e l'avanzamento dell'insieme punta più aste, verranno registrati ogni 20 cm di avanzamento in profondità.

L'esecuzione della prova avviene tramite il seguente schema di avanzamento (**fig. 2.1**):

- 1) posizione di riposo con punta completamente chiusa;
- 2) spinta esercitata sulle aste interne con avanzamento di 4 cm del solo cono; visualizzazione dello sforzo di punta (Rp);
- 3) spinta esercitata sulle aste interne con avanzamento di 4 cm di cono + manicotto; visualizzazione dello sforzo di punta + attrito laterale (RI);
- 4) spinta esercitata sulle aste esterne con avanzamento di 12 cm e ritorno alla posizione di riposo con punta completamente chiusa; visualizzazione dello sforzo di punta + attrito + attrito della batteria di aste (Rt).

Nella fase d'avanzamento in cui viene letta la resistenza alla punta, il display restituisce automaticamente il carico unitario di resistenza (Rp) tenuto conto della superficie di infissione di circa 10 cm². Nella fase di avanzamento in cui viene letta la somma delle resistenze alla punta ed al manicotto di frizione il display visualizza il carico assoluto espresso in kg diviso per 10 (RI).

Ad ogni profondità di misura (**x**), i valori reali della resistenza alla penetrazione della punta "**q_c**" e dell'attrito laterale locale "**f_s**" possono essere calcolati tramite le seguenti formule:

$$q_c(x) = R_p(x) \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

dove:

$$AP \text{ (Area Punta)} = 10 \text{ cm}^2$$

$$AM \text{ (Area Manicotto Laterale)} = 150 \text{ cm}^2$$

$$f_s(X) = (RI(x+1) - Rp(x+1)) \cdot (AP/AM) = (RI(x+1) - Rp(x+1)) / 15$$

La particolare punta utilizzata per la perforazione *Friction Jacket Cone* è servita a determinare, oltre al carico di rottura, anche la litologia dei terreni investigati: dal rapporto tra la resistenza penetrometrica alla punta e la resistenza laterale locale è infatti possibile risalire, attraverso l'esperienza di **Begemann**, modificata da **Schmertmann** (di seguito descritti), alla granulometria, e di conseguenza alla litologia, dei terreni attraversati dall'indagine.

Metodo di Begemann:

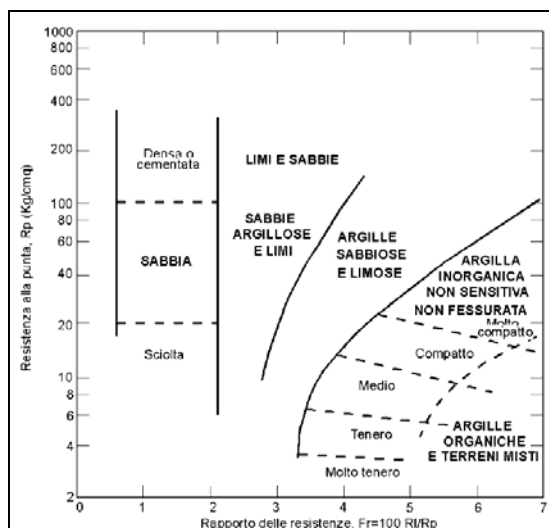
Il metodo di BEGEMANN considera il **rapporto tra Rp e RI** come parametro indicativo delle variazioni litologiche. In particolare l'Autore suggerisce le seguenti correlazioni:

Rapporto Rp/RI	Litologia
Rp/RI < 15	Argilla organica e torba
15 < Rp/RI < 20	Limo e/o argilla inorganica
30 < Rp/RI < 60	Limo sabbioso e sabbia limosa
Rp/RI > 60	Sabbie o sabbia più ghiaia

Va ricordato che tali correlazioni sono valide solo per terreni immersi in falda.

Metodo di Schmertmann:

Il metodo di SCHMERTMANN considera come indicativo della litologia della verticale indagata il rapporto delle resistenze **Fr** (con **Fr%=100 RI/Rp**), secondo il grafico seguente:



2.3 CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica della prova penetrometrica eseguita, illustrati nell'**allegato n. 1**, si può riassumere quanto segue:

- la prova penetrometrica CPT ha rilevato la presenza di un primo strato di **argilla limosa a consistenza molto elevata** ($4.90 \text{ MPa} < R_p < 7.84 \text{ MPa}$) fino alla profondità di -3.80 m da p.c., seguito da un livello di **argilla limosa ad elevata consistenza** ($3.92 \text{ MPa} < R_p < 5.88 \text{ MPa}$) fino alla quota di -5.80 m da p.c.. Segue nella prova CPT la presenza di un livello di **argilla limosa a consistenza molto elevata** ($6.86 \text{ MPa} < R_p < 8.82 \text{ MPa}$) fino alla massima quota raggiunta nella CPT, pari a -10.00 m da p.c..
- Per quanto riguarda il grado di consolidazione dei materiali coesivi nella prova penetrometrica CPT è stata rinvenuta la presenza di terreni sovraconsolidati **SC** (con $OCR > 4$) lungo tutta la verticale di prova.
- Al termine della prova penetrometrica statica CPT non è stata rilevata la soggiacenza della falda freatica.

2. RELAZIONE GEOTECNICA

3.1 INDAGINI GEOTECNICHE

In relazione alla litologia presente nell'area e in base alla tipologia di intervento in progetto, sono state eseguite le seguenti indagini geotecniche:

- **n. 1 prova penetrometrica statica CPT, eseguita in data 11/10/2017.**

L'ubicazione delle indagini geotecniche è illustrata nella **tav. n. 5**, riportate in allegato, mentre i diagrammi della prova penetrometrica statica CPT, dotati d'interpretazione geotecnica, sono presenti nell'**allegato n. 1**.

3.2 MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Il modello geotecnico è finalizzato a fornire tutti i dati geotecnici necessari per il futuro progetto. Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica delle indagini geotecniche eseguite, illustrate nell'**allegato n. 1** e precedentemente descritte, si può riassumere il seguente modello geotecnico schematico del terreno investigato:

MODELLO GEOTECNICO MEDIO

Strato	Profondità	Falda	Litotipo	Parametri geotecnici	
1	0.0 – 3.80 m da p.c.	Non rilevata	Argilla o argilla limosa molto consistente	γ	1900 kg/m ³ $\approx$ 19.00 kN/m ³
				γ'	2200 kg/m ³ $\approx$ 22.00 kN/m ³
				C_{uk}	2.00 kg/cm ² $\approx$ 200.0 kN/m ²
				C'_k	0.20 kg/cm ² $\approx$ 20.0 kN/m ²
				M_0	200.0 kg/cm ² $\approx$ 20000 kN/m ²
				E_s	280.0 kg/cm ² $\approx$ 28000 kN/m ²
				ϕ_k	25°
				v	0.30
2	3.80 – 5.80 m da p.c.		Argilla o argilla limosa consistente	γ	1850 kg/m ³ $\approx$ 18.50 kN/m ³
				γ'	2150 kg/m ³ $\approx$ 21.50 kN/m ³
				C_{uk}	1.70 kg/cm ² $\approx$ 170.0 kN/m ²
				C'_k	0.17 kg/cm ² $\approx$ 17.0 kN/m ²
				M_0	150.0 kg/cm ² $\approx$ 15000 kN/m ²
				E_s	238.0 kg/cm ² $\approx$ 23800 kN/m ²
				ϕ_k	24°
				v	0.35
3	Da 5.80 m da p.c.		Argilla o argilla limosa molto consistente	γ	1900 kg/m ³ $\approx$ 19.00 kN/m ³
				γ'	2200 kg/m ³ $\approx$ 22.00 kN/m ³
				C_{uk}	2.70 kg/cm ² $\approx$ 270.0 kN/m ²
				C'_k	0.27 kg/cm ² $\approx$ 27.0 kN/m ²

				M_0	240.0 kg/cm ² ≈ 24000 kN/m ²
				E_s	378.0 kg/cm ² ≈ 37800 kN/m ²
				ϕ_k	25°
				ν	0.30
<u>Legenda</u>			γ	=	<i>peso specifico terreno naturale</i>
			γ'	=	<i>peso specifico terreno saturo</i>
			C_{uk}	=	<i>coesione non drenata caratteristica</i>
			C'_k	=	<i>coesione efficace caratteristica</i>
			D_r	=	<i>densità relativa</i>
			M_0	=	<i>modulo di deformazione edometrico</i>
			E_s	=	<i>modulo elastico</i>
			ϕ_k	=	<i>angolo d'attrito caratteristico</i>
			ν	=	<i>modulo di Poisson</i>

Si riportano di seguito le referenze bibliografiche e le correlazioni utilizzate per la determinazione dei parametri geotecnici sopra riportati:

γ' = peso dell'unità di volume (efficace) del terreno [Terzaghi & Peck 1967 - Bowles 1982]

C_{uk} = coesione non drenata (terreni coesivi) [Formula di Lunne & Eide]

D_r = densità relativa (terreni granulari) [Schmertmann 1976]

M_0 = modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973]

E_s = modulo elastico (terreni coesivi) [Trofimemkov 1974]

ϕ_k = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari) [Meyerhof 1956/1976, sabbie limose]

ϕ_k = angolo di attrito interno efficace (terreni coesivi) [prove di laboratorio CID da Noi eseguite su analoghi litotipi presso Nostro laboratorio certificato dal "Ministero delle infrastrutture e dei trasporti n.1845" per l'esecuzione e certificazione di prove su terre e rocce, categoria A]

3.3 TIPOLOGIA DI FONDAZIONI CONSIGLIATE E CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione delle indagini geognostiche eseguite in sito, dei dati progettuali a Noi forniti dallo strutturista e in relazione alla tipologia di intervento in progetto, al fine di verificare la capacità portante del terreno **si sono ipotizzate**, al solo fine di effettuare il calcolo della capacità portante, le seguenti fondazioni:

- fondazioni superficiali dirette di tipo **PLATEA IN C.A.**.

Per il calcolo della capacità portante del terreno si sono utilizzati i parametri geotecnici emersi dall'elaborazione della prova penetrometrica statica CPT eseguita in sito. I parametri geotecnici del terreno e le dimensioni delle fondazioni ipotizzate sono riassunti nella tabella sotto riportata e presenti in **Allegato n. 2**.

FONDAZIONE SUPERFICIALI DIRETTE DI TIPO PLATEA IN C.A.

- larghezza della base	B	=	3.00 m
- lunghezza della fondazione	B ^l	=	4.60 m
- profondità della quota di imposta	D	=	0.80 m da p.c.
- peso specifico terreno naturale sopra falda	γ	=	1900 kg/m ³ $\approx$ 19.00 kN/m ³
- peso specifico terreno saturo	γ'	=	2200 kg/m ³ $\approx$ 22.00 kN/m ³
- coesione non drenata caratteristica	C _{uk}	=	2.00 kg/cm ² $\approx$ 200.0 kN/m ²
- coesione efficace caratteristica	C' _k	=	0.20 kg/cm ² $\approx$ 20.0 kN/m ²
- angolo d'attrito caratteristico	ϕ_K	=	25°
- modulo di deformazione edometrico	Mo	=	200 kg/cm ² $\approx$ 20000 kN/m ²
- modulo elastico	Es	=	280 kg/cm ² $\approx$ 28000 kN/m ²
- profondità falda freatica			Non rilevata
- pendenza del terreno	β	=	$\sim$ 0°
- classe di sismicità	Cs	=	2

3.4 VERIFICA DEI CEDIMENTI

È stato eseguito il calcolo della distribuzione delle tensioni indotte al terreno di fondazione dagli interventi in progetto secondo il metodo di Newmark (**Allegato n. 2**).

Il metodo di Newmark si basa sul presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semi-infinito a comportamento perfettamente elastico, omogeneo e isotropo.

Per la verifica dei cedimenti sono stati considerati i parametri geotecnici emersi dall'elaborazione della prova penetrometrica statica CPT eseguita ed i carichi applicati sul terreno da noi ipotizzati sono illustrati nella tabella che segue. Tutto ciò premesso, utilizzando il *metodo di calcolo di Steinbrenner per gli strati coesivi*, sono stati ottenuti i seguenti risultati:

<u>Calcolo dei cedimenti immediati secondari e di consolidazione</u>	
Quota di imposta D = - 0.80 m da p.c.	
Carico applicato sul terreno $Q = 0.40 \text{ kg/cm}^2 \approx 40 \text{ kN/m}^2$	
<i>Metodo di calcolo dei cedimenti degli strati coesivi: Steinbrenner</i>	
Cedimento della fondazione	S = 0.26 cm
<i>Cedimento totale degli strati coesivi</i>	<i>S = 0.26 cm</i>
Cedimento totale del terreno di fondazione	S = 0.26 cm

3.5 MODULO DI SOTTOFONDO

Il modello di Winkler considera il terreno come formato da una distribuzione di vincoli semplici bilaterali elastici. La relazione che ne regola il comportamento è di tipo lineare tra il cedimento (w) e la pressione di contatto (p): $p = kw$.

Il parametro k è detto costante di sottofondo. Come è noto, k non dipende solo dal terreno, ma anche dai carichi applicati, dalle proprietà del terreno, dalla forma e dimensioni della fondazione. Utilizzando la Formula di Bowles (1982):

$$k \text{ (kN/mc)} = 40 \cdot Q_{\text{lim}} \text{ effettivo applicato} \cdot F_c$$

dove $F_c = 2.54 \text{ cm}$ / cedimento della fondazione (in cm) e dove Q_{lim} effettivo applicato = $3 \cdot \Delta P$ (incremento di carico sul terreno cautelativo); quindi, nel nostro caso, $3 \cdot 0.40 \text{ kg/cm}^2 = 3 \cdot 40 \text{ kN/m}^2 = 1.20 \text{ kg/cm}^2 = 120 \text{ kN/m}^2$, e considerando un cedimento di riferimento pari a $S = 0.26 \text{ cm}$, si ottiene il valore di costante di Winkler riassunto nella tabella seguente:

Modulo di sottofondo		
Cedimento di riferimento	Carico applicato sul terreno	Costante di Winkler
$S = 0.26 \text{ cm}$	$\Delta P = 0.40 \text{ kg/cm}^2 \approx 40 \text{ kN/m}^2$	$4.69 \text{ kg/cm}^3 \approx 46900 \text{ kN/m}^3$

4 CLASSIFICAZIONE e CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO – PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE (CALCOLO DEGLI SLU)

4.1 SISMICITÀ DELL'AREA

Secondo la classificazione sismica del territorio nazionale proposta a partire dall'O.P.C.M. n. 3274/2003 e successive modifiche, il **Comune di Fiorano Modenese (MO)** risulta appartenente alla **classe di sismicità 2** (Fig. 3.1).

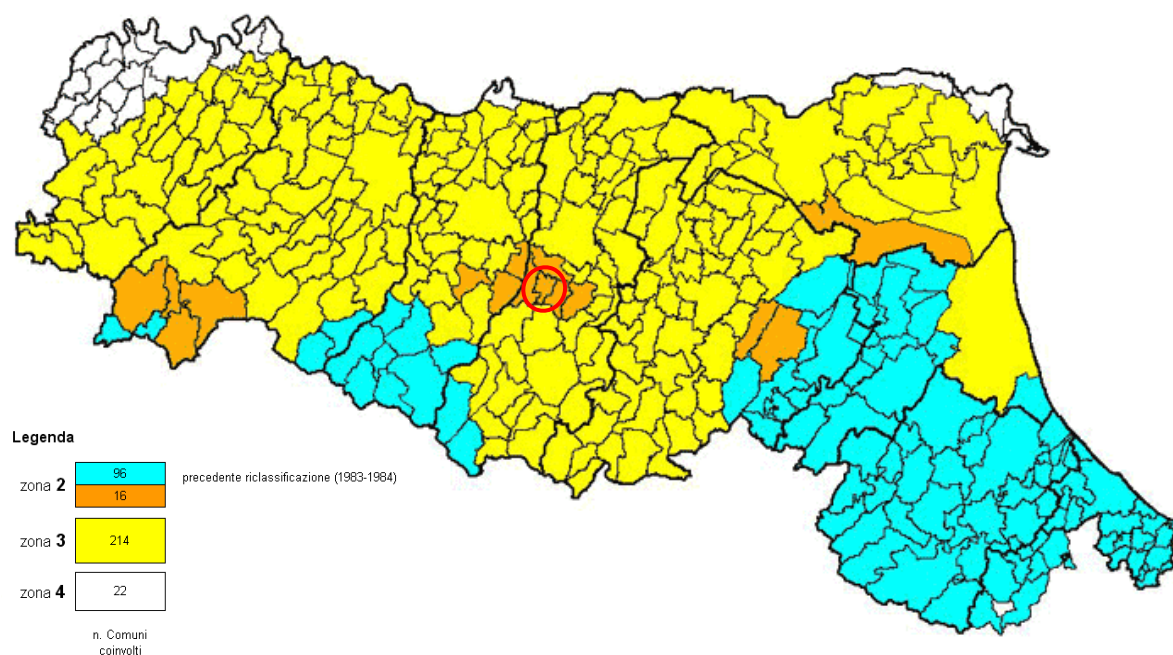


Fig. 4.1: Classificazione sismica vigente dei comuni della regione Emilia-Romagna ed ubicazione del territorio comunale di Fiorano Modenese (MO).

La suddivisione del territorio nazionale in zone a diversa classe di sismicità, caratterizzate da un valore di accelerazione di picco ed un corrispondente spettro di risposta elastico da utilizzare nella progettazione, risulta in realtà superata dall'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008. Sulla base dei contenuti delle NNTC 2008 e delle successive NTC 2018, per ogni costruzione deve essere definita un'accelerazione di riferimento propria, in funzione delle coordinate geografiche dell'area e della vita nominale dell'opera.

Per l'area in oggetto, identificata dalle seguenti coordinate geografiche (**Sistema di riferimento ED50**): Latitudine: 44.534370°, Longitudine 10.802981°, in relazione ad un periodo di riferimento T_R stimato di 475 anni, è stato definito un parametro di accelerazione massima attesa a_g pari a **$a_{g \text{ attesa}} = 0.162g$** .

(1)* Coordinate WGS84 (°)
 Latitudine Longitudine

(1)* Coordinate ED50 (°)
 Latitudine Longitudine

Classe dell'edificio

Cu = 1

Vita nominale
 (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)
 Interpolazione

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	F ₀	T _c * [s]
Operatività (SLO)	30	0,053	2,485	0,252
Danno (SLD)	50	0,065	2,493	0,265
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,162	2,408	0,288
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,204	2,411	0,300
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,014	0,018	0,057	0,089
kv	0,007	0,009	0,029	0,044
Amax [m/s²]	0,773	0,961	2,337	2,802
Beta	0,180	0,180	0,240	0,310

L'accelerazione orizzontale di picco attesa a_g è definita in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale. L'accelerazione a_g rappresenta uno dei parametri principali che definisce la **pericolosità sismica di base**, insieme ai parametri F_0 e T_c^* dello spettro di risposta elastico, desumibili nelle tabelle riportate sopra.

Ai fini della definizione dell'azione sismica, determinata la pericolosità sismica di base, occorre valutare gli **effetti di sito** mediante specifiche analisi di risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica, sulla base di quanto previsto dalle N.N.T.C., si può fare riferimento ad un approccio semplificato che **si basa sull'individuazione della categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche del sito**, in funzione delle quali si definiscono l'entità dell'amplificazione stratigrafica e topografica.

Sulla base delle NTC 2018, e tenendo conto dei dati ottenuti **dall'indagine geofisica eseguita in sito**, si **classifica** il terreno di fondazione in oggetto, come appartenente alla **categoria C**, corrispondente a depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità

e da valori di V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Si ricava quindi il **fattore stratigrafico** S_s , caratteristico del sito secondo le N.N.T.C. - 2018, mediante la seguente relazione, valida suoli in classe C:

$$1.00 \leq S_s = 1.70 - (0.60 \cdot F_o \cdot a_g/g) \leq 1.50 \quad (4.1.1)$$

dove:

- F_o = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2; per il sito oggetto di studio tale valore, calcolato mediante l'utilizzo di apposito software, risulta pari a **2.408**;
- a_g/g = accelerazione orizzontale del sito, con tempo di ritorno pari a **475 anni**/accelerazione di gravità;
- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica o fattore stratigrafico, calcolato tramite la relazione 4.1.1; per il sito oggetto di studio risulta pari a **1.47**.

Successivamente, sulla base delle condizioni topografiche del sito studiato, si calcola il fattore topografico S_T dalla seguente tabella:

Categoria topografica	Ubicazione opera/intervento	ST
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$	1.0
T2	Pendii con inclinazione media $> 15^\circ$	1.2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $> 30^\circ$	1.4

Per l'area studiata, sita, come suddetto in una zona di pianura e appartenente, quindi alla categoria topografica **T1**, si ottiene un fattore topografico S_T pari a **1.0**.

In base a tali valori del fattore stratigrafico S_s e del fattore topografico S_T si procede al calcolo dell' accelerazione massima orizzontale A_{max} :

$$A_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.47 \cdot 1.0 \cdot 0.162 \text{ g} = 0.238 \text{ g}$$

4.2 INDAGINI GEOFISICHE

Per la classificazione sismica dell'area di studio, in data **11/10/2017** sono state eseguite in sito le seguenti indagini geofisiche:

- **n. 1 indagine sismica con metodo MASW;**
- **n. 1 indagine sismica passiva Horizontal to Vertical Spectral Ratio (HVSr) – Metodo di Nakamura.**

L'ubicazione delle indagini eseguite è riportata nella **Tav. n. 5**, mentre in **Allegato n. 3** e **n. 4** sono presenti i grafici relativi ai risultati ottenuti dall'elaborazione delle indagini sismiche **MASW** e **HVSr** rispettivamente.

4.2.1 Indagine sismica con metodo MASW

Per potere classificare con precisione l'area da un punto di vista sismico, è stata eseguita, nell'area in oggetto, n. 1 indagine sismica con metodo **MASW**, ubicata come riportato nella **Tavola n. 5** e i cui risultati sono riportati in **Allegato n. 3**.

Per misurare le velocità delle onde di taglio si possono eseguire prospezioni sismiche mediante stendimenti superficiali, utilizzando geofoni verticali da 4,5 Hz ed acquisendo attivamente i segnali delle onde rifratte alla superficie mediante una sorgente artificialmente provocata. Questa tecnica, nota con la sigla **MASW** (Multichannel Analysis of Surface Waves), permette di ricostruire il profilo verticale delle Vs con procedimenti di modellazione diretta delle velocità di fase delle onde, rifratte alla superficie. Partendo dal sismogramma registrato mediante sorgente energizzante in asse con lo stendimento, viene eseguita un'analisi spettrale che ha consentito di elaborare un'immagine della distribuzione del segnale di velocità sismica in funzione delle diverse frequenze che lo compongono. Da tale elaborazione, tramite una fase di "picking" del segnale ad elevata intensità è stata ottenuta la "**curva di dispersione**", dalla cui inversione è stato calcolato il **modello sismo-stratigrafico** espresso in termini di velocità delle onde di taglio (Vs). I dati sono stati registrati mediante un sismografo *Geode Geometrics* 24 bit con filtri disinseriti, velocità di campionamento (sample rate) di 0.2 millisecondi e lunghezza delle acquisizioni di 1 secondo. Si effettuano battute poste ad offset diversi (10 m e 15 m di distanza dal primo geofono) mediante grave da 8,0 kg di massa.

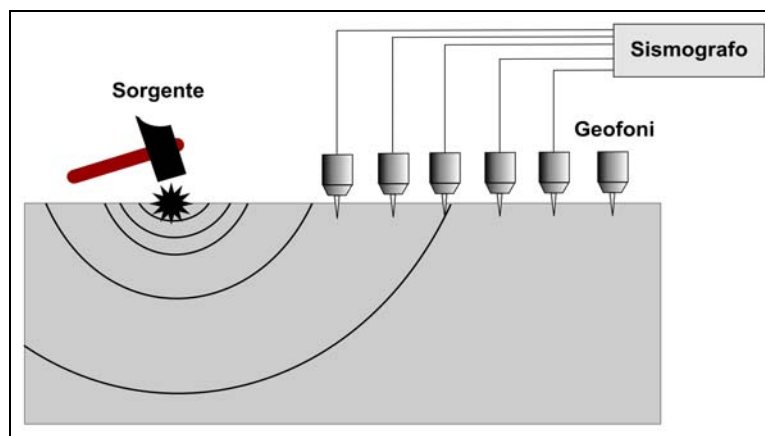


Fig. 4.2: Schema di Array lineare e punto energizzante.



Fig. 4.3: Strumentazione della Geode Geometrics utilizzata per l'esecuzione dell'indagine sismica MASW.



Fig. 4.4: Esecuzione dell'indagine sismica MASW preso l'area oggetto di indagine.

Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, $V(\text{fase})/\text{freq.}$, può essere convertito nel profilo $V_s/\text{profondità}$. Tale metodo non è univoco e quindi il modello che ne scaturisce è un modello teorico; per questo motivo è preferibile operare in presenza di dati di taratura (come nel caso specifico) onde ricavare il modello reale.

L'indagine eseguita ha permesso la determinazione dell'andamento della velocità delle V_s fino a circa 35 m di profondità. Dall'indagine è stata ricavata la V_{s30} desunta dalla formula:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{v_i}}$$

Tale valore, nell'area indagata, per la classificazione sismica dei terreni di fondazione seguendo le indicazioni delle **N.T.C. 21018**, è risultata pari a **277 m/s**. Pertanto secondo la classificazione del suolo, si definisce il terreno di fondazione dell'area studiata come appartenente alla **categoria C**, *corrispondente a depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).*

4.2.2 Indagini sismiche Horizontal to Vertical Spectral Ratio (HVSr) – Metodo di Nakamura

La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica di **indagine sismica passiva HVSr** (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio – Metodo di Nakamura*) è finalizzata all'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di sito. Esse sono correlabili ai cambi litologici presenti sia all'interno della copertura che nell'ammasso roccioso. L'utilizzo di algoritmi di calcolo finalizzati ad una modellizzazione sintetica dello spettro H/V, permette di correlare ogni picco spettrale con le discontinuità presenti nel sottosuolo (per esempio i cambi litologici). I dati che si possono ricavare sono spessori, profondità e velocità di propagazione delle onde di taglio all'interno del sismo-strato individuato. Tramite l'elaborazione di moti superiori e l'analisi dell'andamento delle tre componenti del moto, è possibile distinguere i picchi di origine naturale da quelli generati dai moti superiori o da artefatti, al fine di garantire una corretta interpretazione dello spettro sismico registrato. La tecnica dei rapporti spettrali (HVSr) trova la sua massima applicazione negli studi di microzonazione sismica poiché fornisce un parametro fondamentale (frequenza propria di risonanza di sito) per una corretta progettazione di edifici antisismici. Negli ultimi anni si è affermata anche per la sua versatilità poiché si è dimostrato come lo spettro sismico può rappresentare un modello sismo – stratigrafico del sottosuolo.

La tecnica **HVSr** è totalmente **non invasiva, molto rapida**, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazioni esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque. Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un “velocimetro triassiale” conforme alle norme SESAME.

I risultati che si possono ottenere da indagini sismiche HVSr sono:

- La **frequenza caratteristica di risonanza del sito** che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto **dimensionamento degli edifici antisismici**. Si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare strutture aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno, per evitare l'effetto di “**doppia risonanza**”, fenomeno estremamente pericoloso per la stabilità delle costruzioni.
- La **frequenza fondamentale di risonanza di un edificio**, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito e capire se, in caso di sisma, la costruzione potrà essere o meno a rischio.

- La **velocità media delle onde di taglio Vs** calcolata tramite un apposito codice di calcolo. È necessario, per l'**affidabilità del risultato**, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia (prova penetrometrica, sondaggio, etc.) e riconoscibile nella **curva H/V**. E' possibile calcolare la **Vs30** e la relativa categoria del suolo di fondazione come esplicitamente richiesto dalle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 2018.
- La **stratigrafia del sottosuolo** con un *range* di indagine compreso tra 0.5 e 700 m di profondità, anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 metri. Il principio su cui si basa la tecnica **HVSR**, in termini di **stratigrafia del sottosuolo**, è rappresentato dalla definizione di strato, inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un **contrasto d'impedenza**, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

Lo spettro H/V ottenuto dall'elaborazione dell'indagine sismica passiva HVSR non ha evidenziato un **picco di risonanza stratigrafico**.

4.3 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE - VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) – PAR.6.4 N.N.T.C. 2018

In relazione a quanto esposto nella normativa tecnica nazionale NTC 2018, si procede alla verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) di resistenza del terreno (GEO) relativamente alle opere di fondazione in oggetto, di **tipo superficiale**, fornendo il valore di resistenza offerta dal sistema geotecnico ($R_{d\text{ GEO}}$). Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tab. 6.2.II (NNTC 2018) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Le verifiche sono effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Fattori correttivi sismici: Paolucci e Pecker (1997)

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma nei riguardi della determinazione del q_{lim} vengono introdotti, all'interno della formula di Terzaghi, i fattori correttivi z:

$$z_v = 1 - 0.32 \cdot K_h \quad z_q = \left(1 - \frac{K_h}{\tan \varphi}\right)^{0.25} \quad z_\gamma = z_q$$

Dove il K_h è il coefficiente sismico orizzontale. Le verifiche sono state effettuate considerando quindi i seguenti parametri sismici:

- a_{MAX} (ag/g): **0.238 g** (relativa a SLV ; $T_r = 475$ anni);
- coefficiente intensità sismica del terreno K_h : **0.057**

La determinazione della resistenza R_d GEO è stata svolta nella condizione sia a breve che a lungo termine per l'intervento in progetto.

La resistenza R_d calcolata in condizioni “**non drenate**” dove **$C_u \neq 0$ e $\varphi = 0$** , applicando il coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata secondo la seguente

relazione $C_{ud} = C_{uk} / 1.0$, per cui si avrà $C_{ud} = C_{uk}$, dove C_{ud} = coesione non drenata di progetto e C_{uk} = coesione non drenata caratteristica, sarà pari a:

CONDIZIONE STATICA – CONDIZIONI NON DRENATE – A1+M1+R3		
Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU F.S. = 2.3
D = -0.80 m da p.c.	B = 3.00 m x L = 4.60 m	5.03 kg/cm ² ≈ 503 kN/m ²

La resistenza R_d calcolata in condizioni “drenate” seguendo l’Approccio 2, combinazione (A1 + M1 + R3), applicando il coefficiente di riduzione parziale per la tangente dell’angolo di attrito secondo la relazione: $\tan \phi'd = \tan \phi'k / 1.0$, dove $\phi'd$ è l’angolo d’attrito di progetto, ne deriva, essendo $\phi'k = \phi'd$. Quindi secondo la formula di Terzaghi si ottiene, per l’intervento in progetto uno stato limite ultimo pari a:

CONDIZIONE STATICA – CONDIZIONI DRENATE – A1+M1+R3		
Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU F.S. = 2.3
D = -0.80 m da p.c.	B = 3.00 m x L = 4.60 m	6.38 kg/cm ² ≈ 638 kN/m ²

CONDIZIONE PSEUDO-STATICA – CONDIZIONI DRENATE – A1+M1+R3		
Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU F.S. = 2.3
D = -0.80 m da p.c.	B = 3.00 m x L = 4.60 m	6.29 kg/cm ² ≈ 629 kN/m ²

4.4 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Per liquefazione di un terreno s'intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio, con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. I fenomeni di liquefazione interessano i **depositi sabbiosi saturi** e dipendono da:

- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata;
- genesi e storia geologica dei terreni;
- fattori ambientali.

Un **terreno incoerente saturo**, in assenza di sollecitazioni sismiche, è soggetto soltanto alla pressione litostatica, dovuta al peso dei sedimenti sovrastanti (in campo libero e con superficie piana).

Durante una sollecitazione sismica vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante. Per tutta la durata della scossa ogni elemento di terreno è soggetto ad una serie di sforzi tangenziali che cambiano ripetutamente verso ed ampiezza.

Nel terreno si possono generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce. La resistenza alla liquefazione quindi è maggiore con la profondità. Di conseguenza, maggiore è la **durata di un terremoto** (maggiore numero di cicli), più alta è la possibilità che si arrivi alla liquefazione. Inoltre, maggiore è l'**ampiezza della vibrazione** e della deformazione indotta e minore è il numero di cicli necessari per giungere a tale condizione.

Il terreno può essere però soggetto a sforzi di taglio statici dovuti alla presenza di strutture in superficie o alla sua particolare posizione (per es. al di sotto di un versante). In questo caso l'instaurarsi del fenomeno della liquefazione dipende, oltre che dalle caratteristiche del sisma, anche dal rapporto che si stabilisce tra le tensioni di taglio indotte da quest'ultimo e quelle statiche preesistenti al terremoto.

La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso.

Tanto minore è il **grado di addensamento** del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione.

Anche la **distribuzione**, la **forma delle particelle** e il **grado di uniformità** influenzano notevolmente il fenomeno, per le implicazioni che questi fattori hanno sulla resistenza al taglio e per il modo di dissiparsi della pressione interstiziale in eccesso.

Per quanto riguarda la **storia delle sollecitazioni sismiche**, si può affermare che precedenti deformazioni moderate influiscano positivamente sulla resistenza del deposito, mentre una storia caratterizzata da alti livelli di deformazione (deposito già soggetto a liquefazione) ha effetti negativi sul potenziale di riliquefazione.

I depositi sabbiosi con più alto potenziale di liquefazione sono i più recenti. A parità di composizione e di altre condizioni lo stesso deposito, se più antico, avrà sviluppato legami intergranulari e cementazioni sempre più forti con il tempo.

Inoltre, la struttura di un deposito antico sarà resa più stabile e omogenea per gli effetti delle vibrazioni indotte da precedenti terremoti di piccola entità.

Dopo aver caratterizzato il terreno attraverso l'interpretazione di dati da prove penetrometriche statiche CPT, è stata eseguita una stima del rischio di liquefazione di terreni sotto falda in condizioni sismiche, mediante il metodo semplificato di “**Robertson e Wride**”.

I metodi semplificati richiedono che venga definito un sisma di progetto, attraverso l'introduzione dell'*accelerazione sismica orizzontale massima* in superficie e della *magnitudo di riferimento*.

I dati del sisma di progetto sono stati ricavati attraverso l'analisi probabilistica dei dati del Catalogo Sismico Nazionale.

Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la **resistenza al taglio mobilitabile nello strato (R)** e lo **sforzo tangenziale indotto dal sisma (T)**. In pratica si avrà:

$$F_s = \frac{R}{T}$$

Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione se il coefficiente di sicurezza F_s sarà minore di 1.

La grandezza **T** dipende dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto). **R** è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche statiche.

La grandezza **T** viene ricavata attraverso la relazione:

$$T = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \frac{1}{MSF};$$

dove:

$a_{\max}$	= accelerazione sismica massima;
g	= accelerazione di gravità = 980.7 cm/s ² ;
σ_{v0}	= pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;
σ'_{v0}	= pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.;
r_d	= coefficiente funzione della profondità dal p.c., valutabile secondo il seguente schema: $r_d = 1 - 0.00765z$ per $z \leq 9.15$ m $r_d = 1.174 - 0.0267z$ per $9.15 < z \leq 23$ m $r_d = 0.774 - 0.008z$ per $23 < z \leq 30$ m $r_d = 0.5$ per $z > 30$ m
MSF	= coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma.

Il metodo di **Robertson e Wride** permette di correlare la resistenza al taglio **R** mobilitata nel terreno con i risultati delle prove penetrometriche statiche (CPT). La procedura di calcolo si basa sulle due seguenti equazioni:

$$R = 0.883 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \quad \text{per } (q_{c1n})_{cs} < 50 \text{ e}$$
$$R = 93 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad \text{per } 50 \leq (q_{c1n})_{cs} < 160.$$

La grandezza $(q_{c1n})_{cs}$ rappresenta la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente.

Viene considerato **non** liquefacibile un deposito in cui sia $F_s > 1$.

Calcolo dell'indice di liquefacibilità

Una stima del rischio di liquefazione complessivo lungo una verticale di calcolo viene fornita dal parametro indice di liquefazione **IL**. Tale indice viene definito dalla seguente relazione:

$$IL = \sum_{i=1}^n FW(z) \Delta z$$

dove:

n = numero degli intervalli di calcolo di F_s lungo la verticale;

F = $1 - F_s$ per $F_s \leq 1$ e $F = 0$ per $F_s > 1$;

Δz = spessore dell'intervallo di calcolo;

$W(z)$ = $10 - 0,5z$, con z = profondità di calcolo (massimo 20 m).

In base al valore di **IL** ottenuto è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione attraverso la seguente tabella:

IL	Rischio di liquefazione
$IL=0$	Molto basso
$0 < IL \leq 5$	Basso
$5 < IL \leq 15$	Alto
$15 < IL$	Molto alto

Dalla verifica alla liquefazione eseguita per l'area in oggetto è stato ottenuto, per la prova penetrometrica eseguita, un valore di **IL = 0.0**, indice di un **rischio di liquefazione "molto basso"** (**Allegato n. 5**), considerando una magnitudo di riferimento **M = 6.14**, una accelerazione massima al suolo **A_{max} = 0.238_g** (**secondo N.T.C. 2018**) e la

soggiacenza della falda freatica ipotizzata cautelativamente alla profondità di $D_w = -1.00$ m da p.c..

4.5 VERIFICA DI STABILITÀ DI VERSANTE

È stata eseguita una verifica di stabilità del versante per la realizzazione della cabina antenna in condizioni non drenate (breve termine).

Tale verifica di stabilità è necessaria al fine di garantire la sicurezza degli addetti ai lavori e la stabilità dell'area al contorno.

Per le verifiche di stabilità dei pendii, *Slide* utilizza l'approccio di equilibrio limite (LEM), considerando una geometria bidimensionale ed un comportamento rigido perfettamente plastico dei suoli con un criterio di resistenza al cedimento di tipo Mohr-Coulomb. Il fattore di sicurezza FS è definito come quel fattore per cui la resistenza al taglio del suolo deve essere ridotta allo scopo di portare la massa del suolo in uno stato di equilibrio limite lungo una superficie di scivolamento selezionata. La massa di scivolamento su una superficie di cedimento è divisa in diversi conci. Le forze che agiscono su ciascun concio sono ottenute considerando l'equilibrio meccanico per il numero di conci.

Per l'analisi di stabilità secondo l'approccio LEM è stato adottato il metodo proposto da Bishop (1955), nella forma semplificata. Tale metodo viene sviluppato attraverso le seguenti fasi:

- viene ipotizzata una superficie di rottura circolare;
- il terreno è suddiviso in n conci;
- si impone l'equilibrio dei momenti delle forze agenti in ciascun concio rispetto al centro del cerchio;
- dalla condizione di equilibrio delle forze verticali in ciascun concio si ottengono le forze N (normali alla superficie di rottura) e si sostituiscono nell'equazione risultante dell'equilibrio dei momenti;
- si ipotizza che le forze di contatto tra i due conci non influiscano poiché si trovano in equilibrio;
- si ottiene così il coefficiente di sicurezza FS, della superficie considerata.

Il coefficiente di sicurezza risulta quindi calcolato secondo la seguente relazione:

$$FS = \frac{\sum [c \cos \alpha + (W - U \cos \alpha) \tan \varphi] [1/M(\alpha)]}{\sum W \sin \alpha}$$

dove:

$$Mf(\alpha) = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \varphi \tan \alpha}{FS} \right)$$

Si illustra successivamente il modello geotecnico schematico di **progetto**, utilizzato ai fini delle verifiche di stabilità e derivante dalla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo indagato:

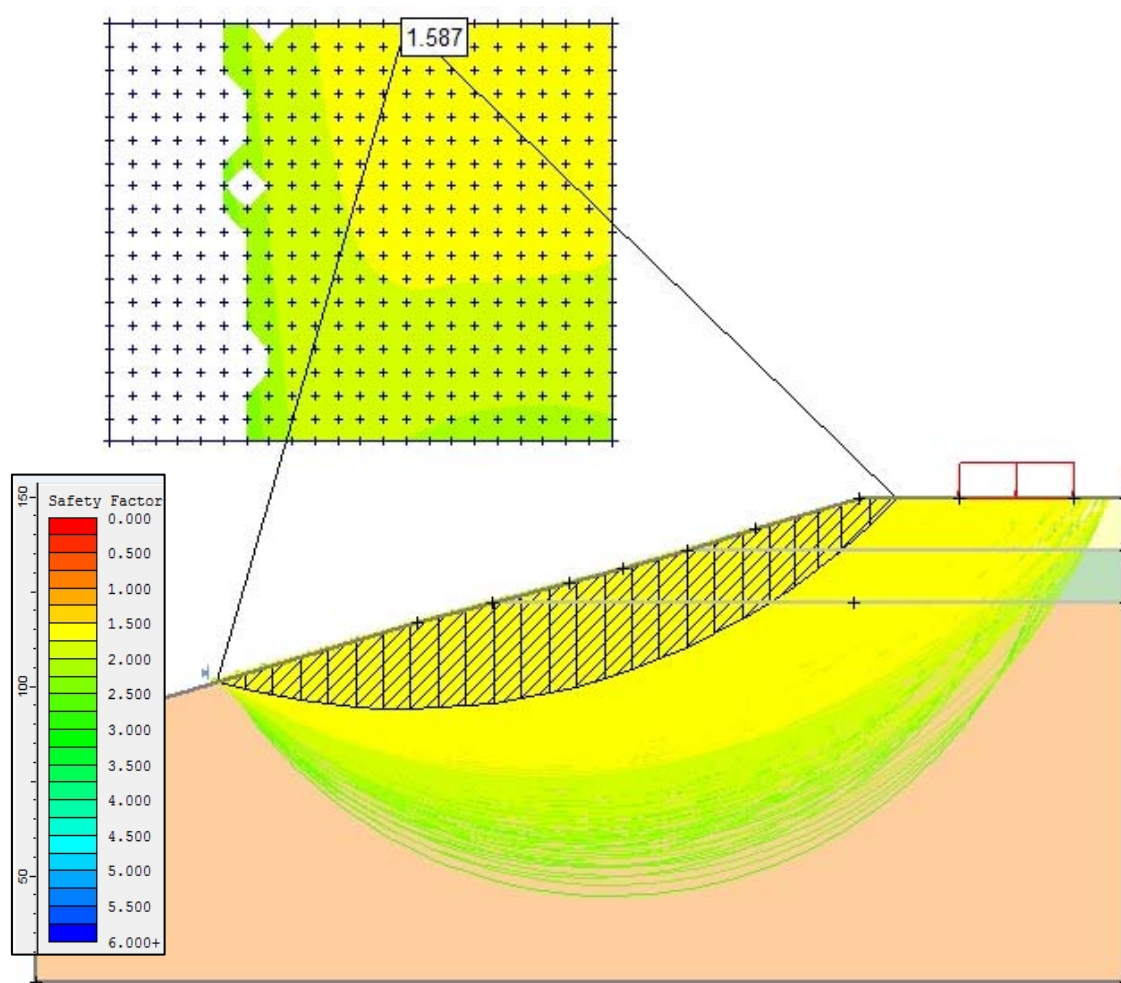
	Unità	Y _{nat} (d) (kN/m ³)	Y _{sat} (d) (kN/m ³)	Cu _(d) (kPa)
A1	<u>ARGILLA LIMOSA MOLTO CONSISTENTE</u>	19.00	22.00	142.86
A2	<u>ARGILLA LIMOSA CONSISTENTE</u>	18.50	21.50	121.43
A3	<u>ARGILLA LIMOSA MOLTO CONSISTENTE</u>	19.00	22.00	192.86

Parametri geotecnici progettuali (d) delle unità geotecniche che compongono il modello analizzato secondo approccio di verifica LEM

Per la verifica in oggetto è stato considerato pari a $\Delta P = 200 \text{ kN/m}^2$.

Si illustra successivamente il modello geotecnico schematico di **progetto**, utilizzato ai fini

La verifica ha identificato un valore di **fattore di sicurezza per il versante studiato** pari a **FS=1.587**, superiore al valore di **FS =1.1** imposto come soglia di sicurezza dalla normativa tecnica nazionale NNTC 2018, indicativo di sufficiente stabilità. Il valore del fattore di sicurezza ottenuto garantisce la stabilità del versante.



5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La presente relazione è stata redatta al fine di fornire lo studio del terreno di fondazione per la realizzazione di una nuova cabina e antenna per servizi di telecomunicazione, sita in Via del Ruvinello, nel Comune di Fiorano Modenese (MO).

In relazione a quanto esposto nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni in zona sismica del 2018, si è proceduto alla verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU). Nel nostro caso specifico, per quanto riguarda le **opere di fondazione**, nelle verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi è stato calcolato l'SLU sia **a breve che a lungo termine** per l'intervento in progetto, utilizzando i seguenti approcci di calcolo:

a) Approccio 2 combinazione (A1 + M1 + R3).

I risultati sono visibili nel § 4.2.3.

Si riassumono nella seguente tabella i valori di portanza del terreno di fondazione calcolati agli stati limite ultimi **SLU** relativamente alle fondazioni ipotizzate e sopra descritte.

SLU – APPROCCIO 2 (A1 + M1 + R3) – F.S.= 2.3		
CONDIZIONI NON DRENATE	CONDIZIONI DRENATE	
	STATICHE	SISMICHE PSEUDOSTATICHE
5.03 kg/cm ² ≈ 503 kN/m ²	6.38 kg/cm ² ≈ 638 N/m ²	6.29 kg/cm ² ≈ 629 kN/m ²

La caratterizzazione sismica del sito è stata condotta sulla base di una indagine geofisica di tipo MASW eseguita nelle immediate vicinanze dell'area in studio, (§ 4.1), che ha permesso di determinare che:

- la velocità media delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità **V_{s30}** ha i seguenti valori:

indagine MASW	V_{s30} = 277 m/s
---------------	----------------------------------

Secondo la classificazione del suolo della nuova normativa sismica per gli edifici (N.T.C. 2018) si classifica il terreno di fondazione come appartenente alla **categoria C**, *corrispondente a depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a*

grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Il calcolo dei cedimenti, considerando un incremento di carico da Noi ipotizzato pari a $\Delta P = 0.40 \text{ kg/cm}^2 \approx 40 \text{ kN/m}^2$, ha fornito valori di assestamento per la struttura in esame, pari a $S = 0.26 \text{ cm}$.

Ora, sulla base dei contenuti delle N.T.C. 2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” è stato definito un parametro di accelerazione massima attesa a_g in relazione ad un tempo di riferimento T_R stimato di 475 anni. Per l'area in oggetto, identificata dalle seguenti coordinate geografiche (ED50): Latitudine: 44.534370° , Longitudine 10.802981° , tale parametro è risultato pari ad **$a_{g \text{ attesa}} = 0.162g$** .

Tale valore si riferisce al bedrock; dopo gli opportuni calcoli, si ottiene il seguente valore di **$A_{\max} = 0.238g$** .

In considerazione all'intervento in progetto nell'area in oggetto è stata eseguita una verifica di stabilità del versante, mediante l'utilizzo del software **SLIDE 5.044** in ottemperanza alle NNTC 2018. La verifica eseguita, considerando un carico applicato sul terreno da parte di ogni fabbricato pari a $\Delta P = 200 \text{ kN/m}^2$, ha fornito il valore di **fattore di sicurezza FS = 1.587**, superiore al valore di **FS = 1.1** imposto come soglia di sicurezza dalla normativa tecnica nazionale NNTC 2018, indicativo di sufficiente stabilità. Tale valore del coefficiente di stabilità garantisce la stabilità del versante post intervento.

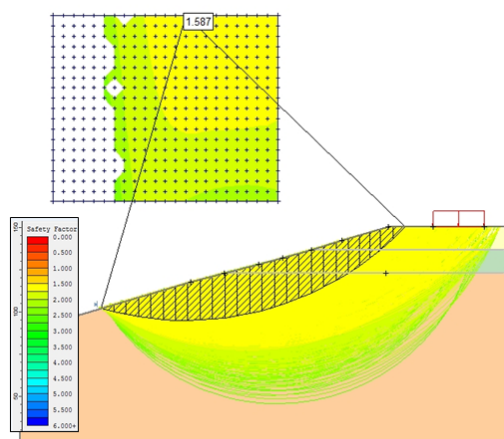


Fig. 5.0: Verifica di stabilità di versante eseguita per il sito oggetto di interventi.

La verifica alla liquefazione, eseguita secondo il metodo di **Robertson e Wride** ha fornito un valore di **“indice di liquefacibilità” IL pari a 0.0** segno di un **rischio di liquefazione "molto basso"**.

In virtù delle indagini geologiche, geotecniche e sismiche eseguite nell'area in oggetto e sulla base delle considerazioni, delle ipotesi e dei calcoli svolti si esprime parere favorevole per quanto di competenza relativamente alla fattibilità dell'intervento in oggetto, avendone verificato la compatibilità da un punto di vista geologico, geotecnico, idrogeologico e sismico, secondo le prescrizioni riportate nei capitoli precedenti.

A disposizione per ulteriori chiarimenti cogliamo l'occasione per porgere distinti saluti.

Modena, 12 Giugno 2019

Dott. Geol. Pier Luigi Dallari



GEO GROUP s.r.l.

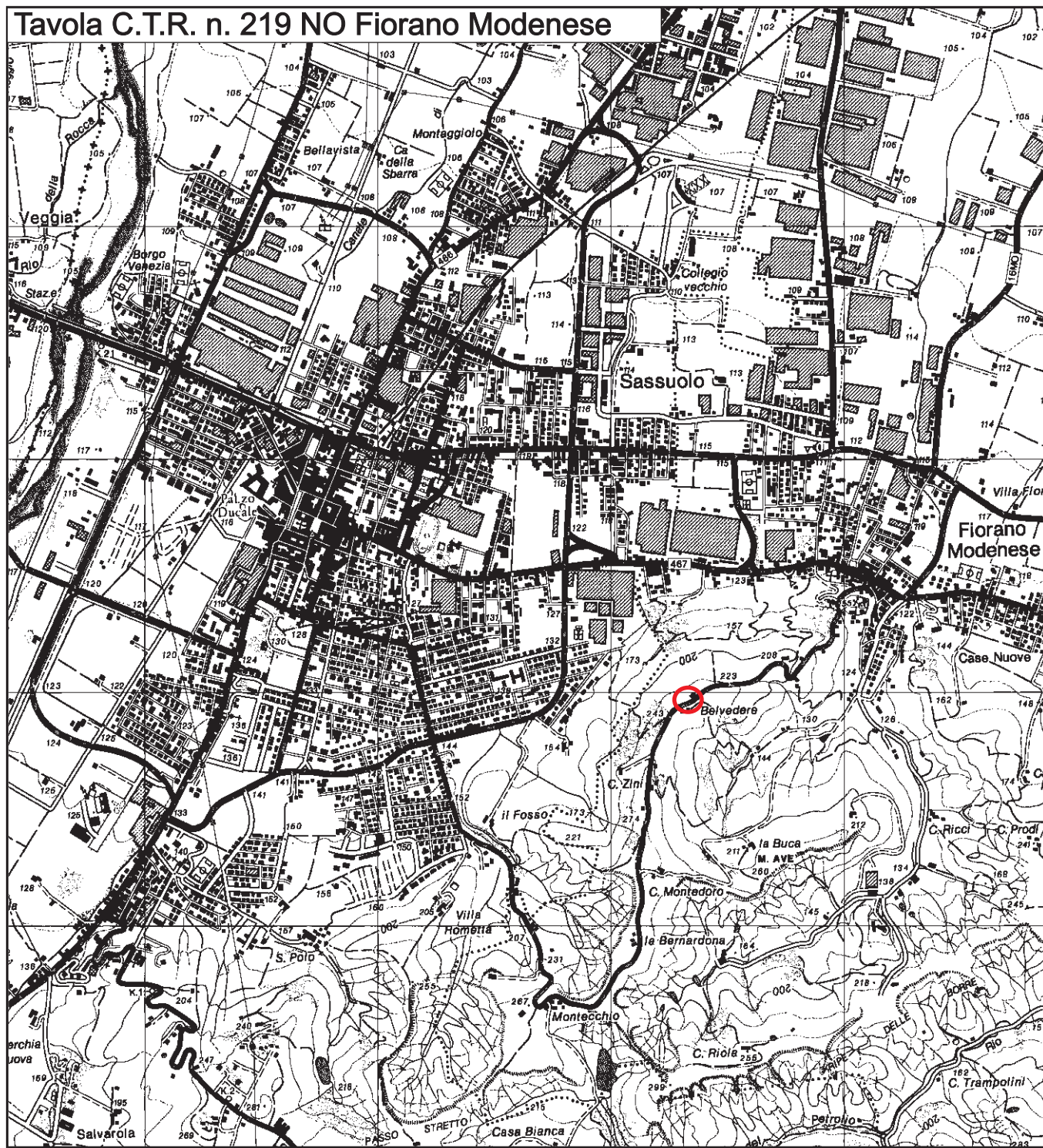
Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

Tavole

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5960176 - E-mail: info@geogroupmodena.it

Tavola C.T.R. n. 219 NO Fiorano Modenese



Tav. n. 1 "Carta Corografica"

Scala 1: 25000



Legenda



Area di interesse

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5960176 - E-mail: info@geogroupmodena.it

Sezioni C.T.R. n.219060 Sassuolo



Tav. n. 2 "Carta topografica"

Scala 1: 10000



Legenda



Area di interesse

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche

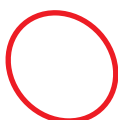
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5960176 - E-mail: info@geogroupmodena.it



Tav. n. 3 “Ripresa fotografica generale dell’area di interesse”

(tratta da “Google Earth”)

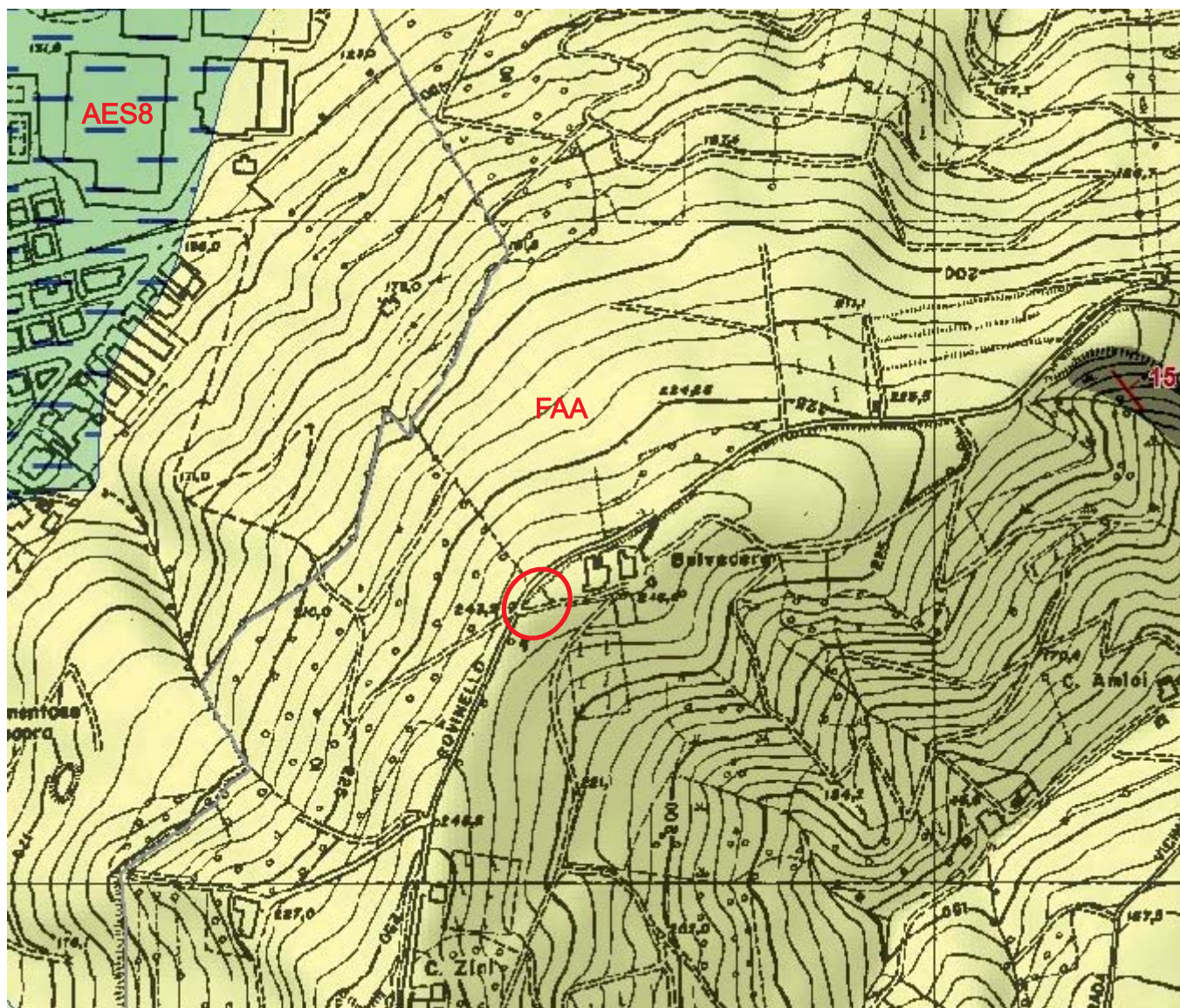
Scala grafica



Area oggetto di studio

GEO GROUP s.r.l.

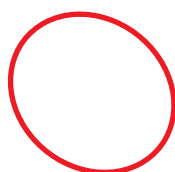
Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5960176 - E-mail: info@geogroupmodena.it



Tav. n. 4 “Carta della litologia di superficie”

Scala 1: 5000

Legenda



Area di interesse



AES8 - Subsistema di Ravenna

Ghiaie e ghiaie sabbiose, passanti a sabbie e limi organizzate in numerosi ordini di terrazzi alluvionali.

Olocene (età radiometrica della base 11.000 - 8.000 anni).



FAA - Argille Azzurre

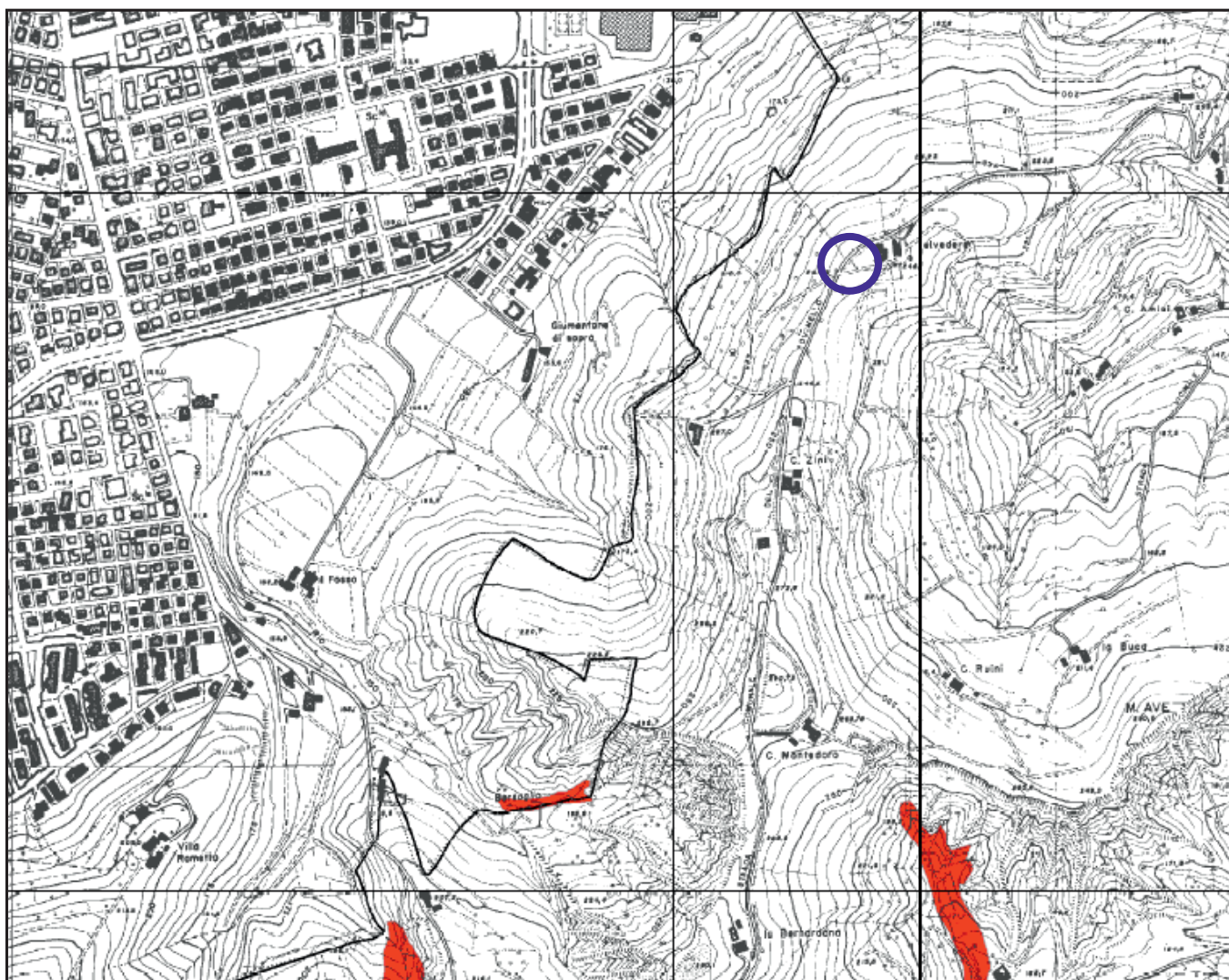
Argille, argille marnose, marne argillose e siltose grigie e grigio-azzurre.

Pliocene inferiore - Pleistocene superiore

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche

182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5960176 - E-mail: info@geogroupmodena.it



Tav. n. 5 “Rischio da frana: carta del Dissesto”

Estratto della Tavola 2.1.2 e 2.1.3 delle Carte delle Sicurezze del Territorio
del P.T.C.P. della Provincia di Modena

(Approvato con D.C.P. n. 46 del 18/03/2009)

Scala grafica



VOCI DI LEGENDA

Zone ed elementi caratterizzati da fenomeni di dissesto e instabilità

	Aree interessate da frane attive	Art. 15
	Aree interessate da frane quiescenti	

Zone ed elementi caratterizzati da potenziale instabilità

	Aree potenzialmente instabili	Art. 16
--	-------------------------------	---------

Aree a rischio idrogeologico elevato e molto elevato

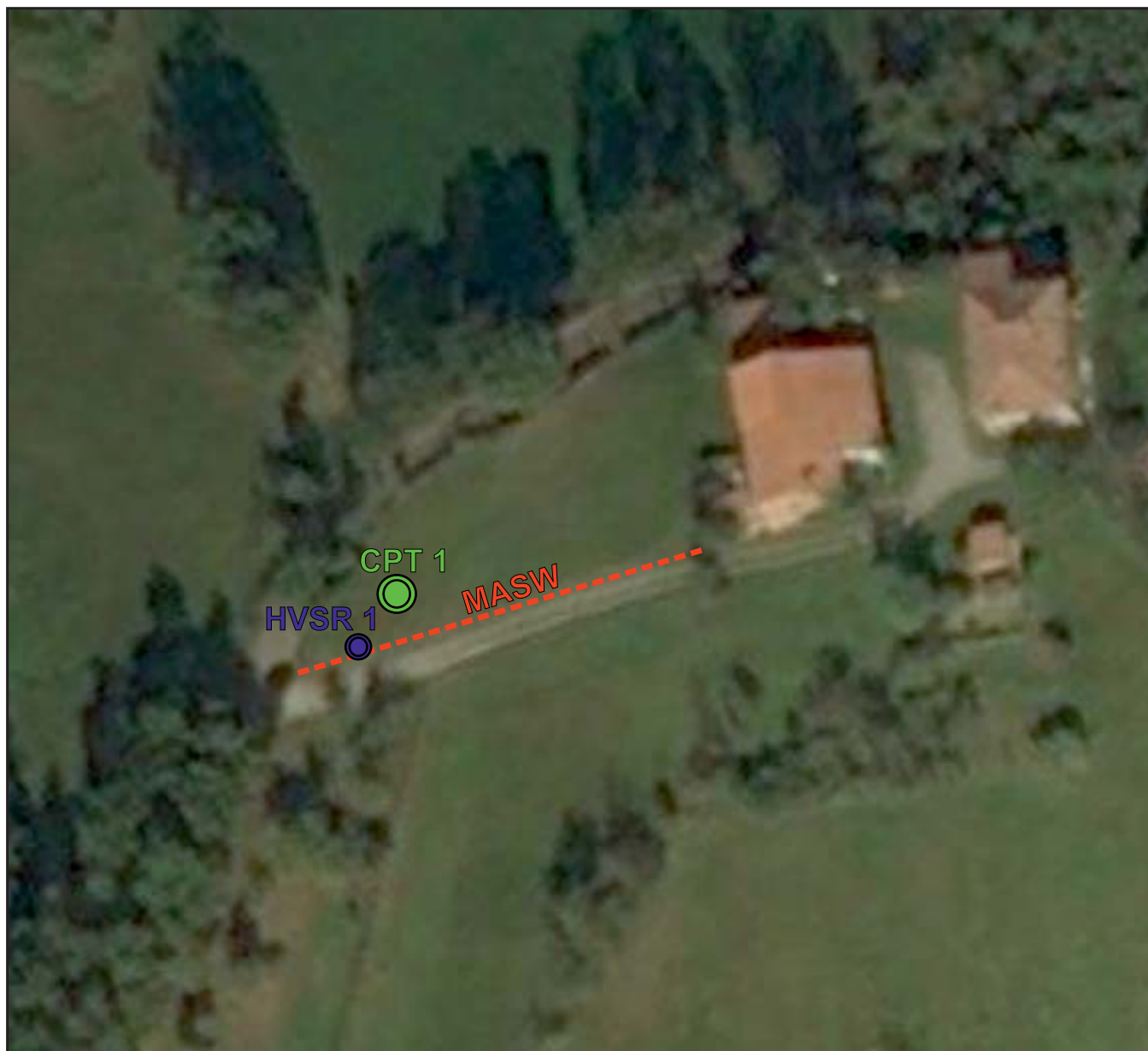
	Codice scheda 2.1.1 NR	Abitati da consolidare o da trasferire (perimetrazione approvata ai sensi dell'art.29 comma 2 del PTPR)	Art. 17
		Aree a rischio idrogeologico molto elevato	Art. 18A
		Aree a rischio da frana perimetrate e zonizzate a rischio molto elevato (R4) ed elevato (R3)	Art. 18B



Area interessata dalla cabina
e antenna in progetto

GEO GROUP S.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5960176 - E-mail: info@geogroupmodena.it



Tav. n. 6 “Indagini geognostiche”

(tratta da “Bing Mappe”)

Scala grafica

Legenda



Prova penetrometrica CPT



Indagine sismica passiva HVSr



Indagine sismica MASW

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

ALLEGATO N° 1

Prova penetrometrica statica CPT corredata di interpretazione geotecnica

LEGENDA VALORI DI RESISTENZA FATTORI DI CONVERSIONE

Strumento utilizzato:
Pagani TG63-100 -

Caratteristiche:

- punta conica meccanica $\varnothing$ 35.7 mm, area punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- punta conica meccanica angolo di apertura: $\alpha = 60^\circ$
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' ($\varnothing = 35.7 \text{ mm} - h = 133 \text{ mm} - A_m = 150 \text{ cm}^2$)
- velocità di avanzamento costante $V = 2 \text{ cm/sec}$ ($\pm 0,5 \text{ cm/sec}$)
- spinta max nominale dello strumento S_{max} variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione $CT = \text{SPINTA (Kg)} / \text{LETTURA DI CAMPAGNA}$
(dato tecnico legato alle caratteristiche del penetrometro utilizzato, fornito dal costruttore)

fase 1 - resistenza alla punta: $q_c \text{ (MPa)} = (L_1) \times CT / 10$

fase 2 - resistenza laterale locale: $f_s \text{ (kPa)} = [(L_2) - (L_1)] \times CT / 150$

fase 3 - resistenza totale: $R_t \text{ (kPa)} = (L_t) \times CT$

- Prima lettura = lettura di campagna durante l'infissione della sola punta (fase 1)
- Seconda lettura = lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto (fase 2)
- Terza lettura = lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (fase 3)

N.B. : la spinta $S \text{ (Kg)}$, corrispondente a ciascuna fase, si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna L per la costante di trasformazione CT .

N.B. : causa la distanza intercorrente (20 cm circa) fra il centro del manicotto laterale e la punta conica del penetrometro, la resistenza laterale locale f_s viene computata 20 cm sopra la punta.

CONVERSIONI

1 kN (kiloNewton) = 1000 N $\approx$ 100 kg = 0,1 t

1 MN (megaNewton) = 1.000 kN = 1.000.000 N $\approx$ 100 t

1 kPa (kiloPascal) = 1 kN/m² = 0,001 MN/m² = 0,001 MPa $\approx$ 0,1 t/m² = 0,01 kg/cm²

1 MPa (megaPascal) = 1 MN/m² = 1.000 kN/m² = 1000 kPa $\approx$ 100 t/m² = 10 kg/cm²

1 kg/cm² = 10 t/m² $\approx$ 100 kN/m² = 100 kPa = 0,1 MN/m² = 0,1 MPa

1 t = 1000 kg $\approx$ 10 kN

LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE CORRELAZIONI GENERALI

Valutazioni in base al rapporto: $F = (q_c / f_s)$

Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977

Valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

$F = q_c / f_s$	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
$F \leq 1470 \text{ kPa}$	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
$1470 \text{ kPa} < F \leq 2940 \text{ kPa}$	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
$2940 \text{ kPa} < F \leq 5880 \text{ kPa}$	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
$F > 5880 \text{ kPa}$	SABBIE E SABBIE CON GHIAIA	GRANULARI

Vengono inoltre riportate le valutazioni stratigrafiche fornite da Schmertmann (1978),
ricavabili in base ai valori di q_c e di $FR = (f_s / q_c) \%$:

- AO	= argilla organica e terreni misti
- Att	= argilla (inorganica) molto tenera
- At	= argilla (inorganica) tenera
- Am	= argilla (inorganica) di media consistenza
- Ac	= argilla (inorganica) consistente
- Acc	= argilla (inorganica) molto consistente
- ASL	= argilla sabbiosa e limosa
- SAL	= sabbia e limo / sabbia e limo argilloso
- Ss	= sabbia sciolta
- Sm	= sabbia mediamente addensata
- Sd	= sabbia densa o cementata
- SC	= sabbia con molti fossili, calcareniti

Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

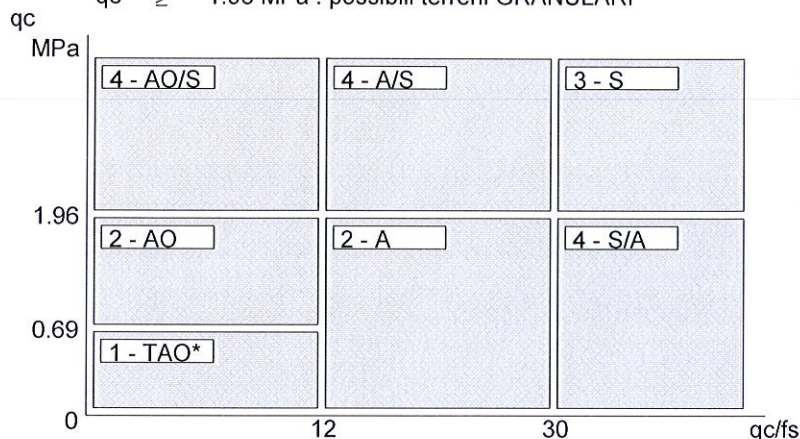
- $1/3 \pm 1/2$ di quello misurato , per depositi sabbiosi
- quello misurato (inalterato) , per depositi coesivi.

LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI SPECIFICHE TECNICHE

Le scelte litologiche vengono effettuate in base al rapporto q_c / f_s (Begemann 1965 - A.G.I. 1977) prevedendo altresì la possibilità di casi dubbi :

$q_c \leq 1.96 \text{ MPa}$: possibili terreni COESIVI
 $q_c \geq 1.96 \text{ MPa}$: possibili terreni GRANULARI

anche se $(q_c / f_s) > 30$
 anche se $(q_c / f_s) < 30$



NATURA LITOLOGICA

- 1 - COESIVA (TORBOSA) ALTA COMPRIM.
- 2 - COESIVA IN GENERE
- 3 - GRANULARE
- 4 - COESIVA / GRANULARE

PARAMETRI GEOTECNICI (validità orientativa) - simboli - correlazioni - bibliografia

- γ' = peso dell' unità di volume (efficace) del terreno [correlazioni : γ' - q_c - natura]
(Terzaghi & Peck 1967 - Bowles 1982)
- σ'_{vo} = tensione verticale geostatica (efficace) del terreno (valutata in base ai valori di γ')
- C_u = coesione non drenata (terreni coesivi) [correlazioni : C_u - q_c]
- OCR = grado di sovra consolidazione (terreni coesivi) [correlazioni : OCR - C_u - σ'_{vo}]
(Ladd et al. 1972 / 1974 / 1977 - Lancellotta 1983)
- Eu = modulo di deformazione non drenato (terreni coesivi) [correl. : Eu - C_u - OCR - I_p I_p = ind.plast.]
Eu50 - Eu25 corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (Duncan & Buchigani 1976)
- E' = modulo di deformazione drenato (terreni granulari) [correlazioni : E' - q_c]
E'50 - E'25 corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (coeff. di sicurezza $F = 2 - 4$ rispettivamente)
Schmertmann 1970 / 1978 - Jamiolkowski ed altri 1983)
- Mo = modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [correl. : Mo - q_c - natura]
Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973)
- Dr = densità relativa (terreni granulari N. C. - normalmente consolidati)
[correlazioni : Dr - R_p - σ'_{vo} (Schmertmann 1976)]
- ϕ' = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari N.C.) [correl. : ϕ' - Dr - q_c - σ'_{vo})
 - ϕ'_{Ca} - Caquot (1948)
 - ϕ'_{DB} - De Beer (1965)
 - ϕ'_{DM} - Durgunoglu & Mitchell (1975) (sabbie N.C.)
 - ϕ'_{Ko} - Koppejan (1948)
 - ϕ'_{Sc} - Schmertmann (1978)
 - ϕ'_{Me} - Meyerhof (1956 / 1976) (sabbie limose)
- F.L. = accelerazione al suolo che può causare liquefazione (terreni granulari)
(g = accelerazione gravità)(Seed & Idriss 1971 - Sirio 1976) [correlazioni : (A_{max}/g) - Dr]
- Vs = velocità di propagazione delle onde sismiche (Iyisan 1996)

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI

CPT	1
riferimento	956-2017
certificato n°	8180

Committente: Studio tecnico	U.M.: MPa	Data esec.: 13/10/2017
Cantiere: Studio terreno di fondazione	Pagina: 1/4	Data certificato: 13/10/2017
Località: Fiorano Modenese, via Del Rovinello	Elaborato:	Falda: Non rilevata

H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Rf %	H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Rf %
0.20	0.00	0.00		0.00	167.00	0									
0.40	60.00	85.00		5.88	300.00	20	5.0								
0.60	70.00	115.00		6.86	400.00	18	5.7								
0.80	60.00	120.00		5.88	233.00	26	3.9								
1.00	80.00	115.00		7.84	387.00	21	4.8								
1.20	72.00	130.00		7.06	367.00	20	5.1								
1.40	70.00	125.00		6.86	400.00	18	5.7								
1.60	60.00	120.00		5.88	387.00	16	6.5								
1.80	72.00	130.00		7.06	420.00	17	5.8								
2.00	72.00	135.00		7.06	400.00	18	5.6								
2.20	68.00	128.00		6.66	300.00	23	4.4								
2.40	65.00	110.00		6.37	387.00	17	6.0								
2.60	72.00	130.00		7.06	407.00	18	5.7								
2.80	71.00	132.00		6.96	433.00	16	6.1								
3.00	65.00	130.00		6.37	447.00	15	6.9								
3.20	68.00	135.00		6.66	400.00	17	5.9								
3.40	50.00	110.00		4.90	467.00	11	9.3								
3.60	70.00	140.00		6.86	333.00	21	4.8								
3.80	50.00	100.00		4.90	300.00	17	6.0								
4.00	40.00	85.00		3.92	267.00	15	6.7								
4.20	50.00	90.00		4.90	267.00	19	5.3								
4.40	50.00	90.00		4.90	400.00	13	8.0								
4.60	60.00	120.00		5.88	400.00	15	6.7								
4.80	58.00	118.00		5.68	387.00	15	6.7								
5.00	52.00	110.00		5.10	347.00	15	6.7								
5.20	53.00	105.00		5.19	333.00	16	6.3								
5.40	50.00	100.00		4.90	367.00	14	7.3								
5.60	55.00	110.00		5.39	300.00	18	5.5								
5.80	70.00	115.00		6.86	400.00	18	5.7								
6.00	80.00	140.00		7.84	400.00	20	5.0								
6.20	80.00	140.00		7.84	353.00	23	4.4								
6.40	77.00	130.00		7.55	367.00	21	4.8								
6.60	80.00	135.00		7.84	467.00	17	5.8								
6.80	70.00	140.00		6.86	400.00	18	5.7								
7.00	80.00	140.00		7.84	333.00	24	4.2								
7.20	90.00	140.00		8.82	333.00	27	3.7								
7.40	90.00	140.00		8.82	333.00	27	3.7								
7.60	85.00	135.00		8.33	320.00	27	3.8								
7.80	84.00	132.00		8.23	353.00	24	4.2								
8.00	83.00	136.00		8.13	340.00	24	4.1								
8.20	85.00	136.00		8.33	360.00	24	4.2								
8.40	86.00	140.00		8.43	367.00	23	4.3								
8.60	90.00	145.00		8.82	353.00	25	3.9								
8.80	90.00	143.00		8.82	340.00	26	3.8								
9.00	89.00	140.00		8.72	333.00	27	3.7								
9.20	85.00	135.00		8.33	333.00	26	3.9								
9.40	90.00	140.00		8.82	333.00	27	3.7								
9.60	90.00	140.00		8.82	407.00	22	4.5								
9.80	89.00	150.00		8.72	433.00	21	4.9								
10.00	90.00	155.00		8.82											

H = profondità
L1 = prima lettura (punta)
L2 = seconda lettura (punta + laterale)
Lt = terza lettura (totale)
CT = 10.00 costante di trasformazione

qc = resistenza di punta
fs = resistenza laterale calcolata
0.20 m sopra quota qc
F = rapporto Begemann (qc / fs)
Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)*100

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

DIAGRAMMI DI RESISTENZA

CPT

1

riferimento

956-2017

certificato n°

8180

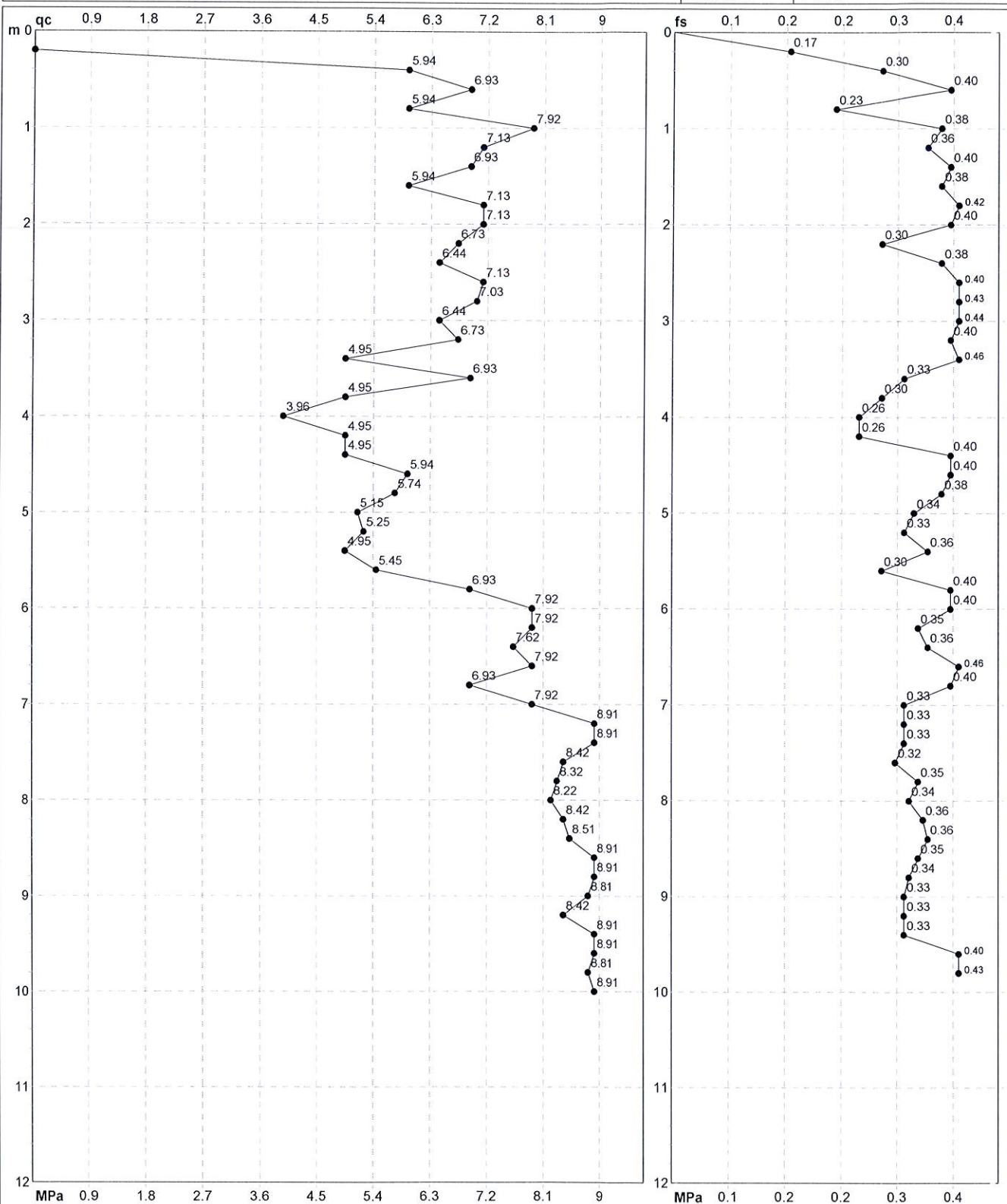
Committente: **Studio tecnico**
Cantiere: **Studio terreno di fondazione**
Località: **Fiorano Modenese, via Del Rovinello**

U.M.: **MPa**
Scala: **1:60**
Pagina: **2/4**
Elaborato:

Data exec.: **13/10/2017**

Data certificato: **13/10/2017**

Falda: **Non rilevata**



Penetrometro: **Pagani TG63-100**
Responsabile:
Assistente:

Preforo: **m**
Corr.astine: **kN/ml**
Cod. punta:

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

DIAGRAMMI LITOLOGIA

CPT

1

referimento

956-2017

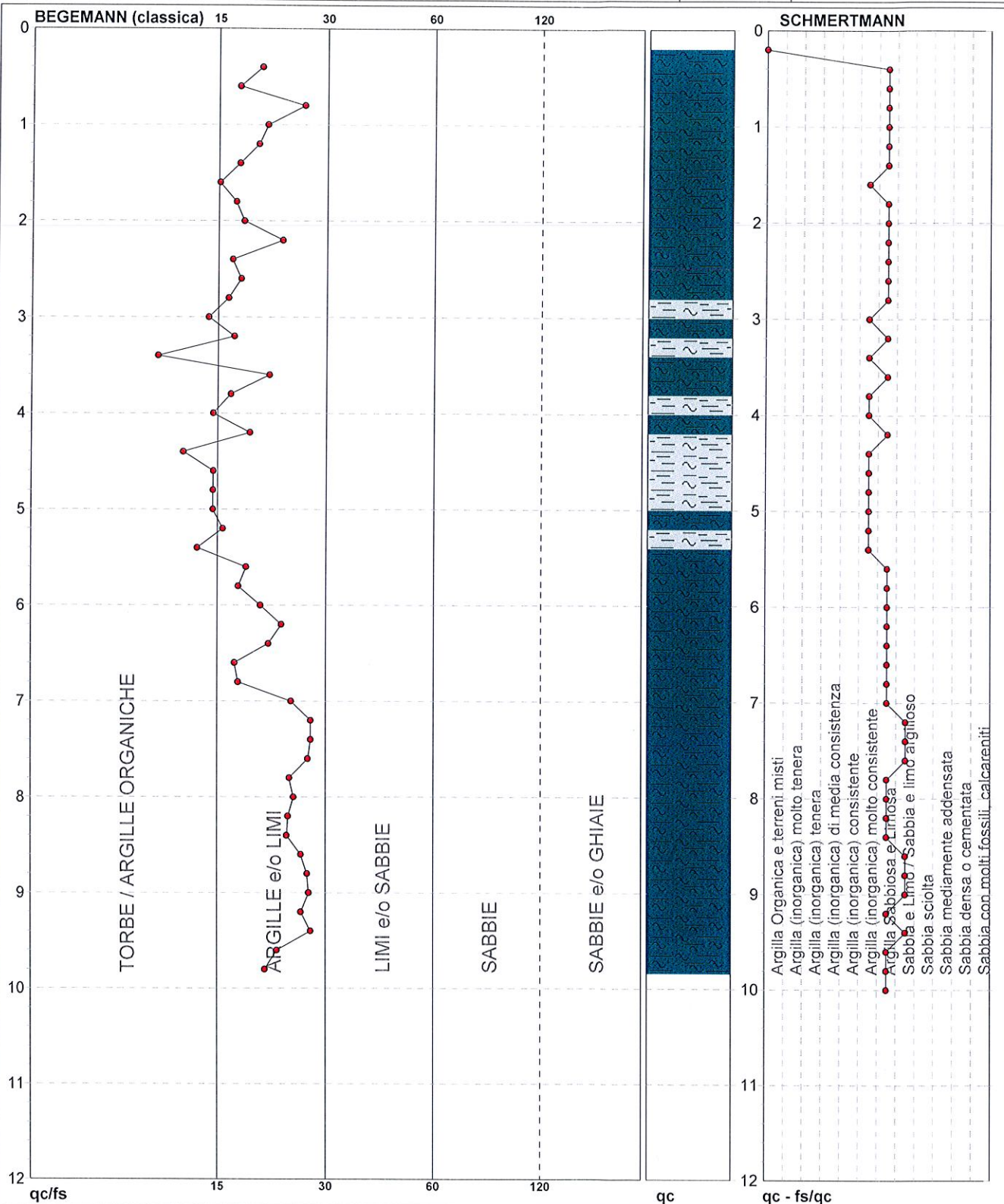
certificato n°

8180

Committente: Studio tecnico
Cantiere: Studio terreno di fondazione
Località: Fiorano Modenese, via Del Rovinello

U.M.: MPa
Scala: 1:60
Pagina: 3/4
Elaborato:

Data eseg.: 13/10/2017
Data certificato: 13/10/2017
Falda: Non rilevata



Torbe / Argille org.: 9 punti, 15.25%
Argille e/o Limi: 40 punti, 67.80%

Argilla (inorganica) molto consist.: 11 punti, 18.64%

Argilla Sabbiosa e Limosa: 30 punti, 50.85%
Sabbia e Limo / Sabbia e limo arg.: 7 punti, 11.86%

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

PARAMETRI GEOTECNICI

CPT

1

riferimento

956-2017

certificato n°

8180

Committente: **Studio tecnico**
Cantiere: **Studio terreno di fondazione**
Località: **Fiorano Modenese, via Del Rovinello**

U.M.: **MPa** Data exec.: **13/10/2017**
Pagina: **4/4** Data certificato: **13/10/2017**
Elaborato: Falda: **Non rilevata**

Prof. m	qc U.M.	qc/fs	zone	γ' t/m³	σ'_{vo} kPa	Vs m/s	NATURA COESIVA					NATURA GRANULARE										F.L.	E'50 U.M.	E'25 U.M.	Mo U.M.
							Cu kPa	OCR %	Eu50 U.M.	Eu25 U.M.	Mo U.M.	Dr %	σ_{Sc} (°)	σ_{Ca} (°)	σ_{Ko} (°)	σ_{DB} (°)	σ_{DM} (°)	σ_{Me} (°)							
0.20	--	--		1.85	3.6	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
0.40	5.88	20.00		2.02	7.6	259	196.0	99.9	33.3	50.0	17.6	100	46	43	40	38	45	32	--	9.8	14.7	17.6	17.6	17.6	
0.60	6.86	17.50		2.03	11.5	274	228.7	99.9	38.9	58.3	20.6	100	46	41	39	36	45	32	--	11.4	17.2	20.6	20.6	20.6	
0.80	5.88	25.75		2.02	15.5	259	196.0	99.9	33.3	50.0	17.6	99	46	39	37	34	43	32	--	9.8	14.7	17.6	17.6	17.6	
1.00	7.84	20.67		2.03	19.5	289	261.3	99.9	44.4	66.6	23.5	100	46	40	37	34	43	33	--	13.1	19.6	23.5	23.5	23.5	
1.20	7.06	19.62		2.03	23.5	277	235.2	99.9	40.0	60.0	21.2	96	46	38	35	33	42	32	--	11.8	17.6	21.2	21.2	21.2	
1.40	6.86	17.50		2.03	27.4	274	228.7	89.0	38.9	58.3	20.6	91	45	37	35	32	41	32	--	11.4	17.2	20.6	20.6	20.6	
1.60	5.88	15.50		2.02	31.4	259	196.0	62.0	33.3	50.0	17.6	82	45	36	33	31	40	32	--	9.8	14.7	17.6	17.6	17.6	
1.80	7.06	17.14		2.03	35.3	277	235.2	67.1	40.0	60.0	21.2	86	45	36	33	31	40	32	--	11.8	17.6	21.2	21.2	21.2	
2.00	7.06	18.00		2.03	39.3	277	235.2	58.8	40.0	60.0	21.2	83	45	36	33	31	40	32	--	11.8	17.6	21.2	21.2	21.2	
2.20	6.66	22.67		2.02	43.3	271	222.1	48.5	37.8	56.6	20.0	79	44	35	32	30	39	32	--	11.1	16.7	20.0	20.0	20.0	
2.40	6.37	16.80		2.02	47.2	267	212.3	41.1	36.1	54.1	19.1	75	44	34	31	29	38	32	--	10.6	15.9	19.1	19.1	19.1	
2.60	7.06	17.69		2.03	51.2	277	235.2	42.2	40.0	60.0	21.2	77	44	34	31	29	39	32	--	11.8	17.6	21.2	21.2	21.2	
2.80	6.96	16.40		2.03	55.2	276	231.9	37.8	39.4	59.1	20.9	74	44	34	31	29	38	32	--	11.6	17.4	20.9	20.9	20.9	
3.00	6.37	14.54		2.02	59.1	267	212.3	31.0	36.1	54.1	19.1	70	44	33	30	28	37	32	--	10.6	15.9	19.1	19.1	19.1	
3.20	6.66	17.00		2.02	63.1	271	222.1	30.3	37.8	56.6	20.0	69	44	33	30	28	37	32	--	11.1	16.7	20.0	20.0	20.0	
3.40	4.90	10.71		2.01	67.0	242	163.3	19.1	27.8	41.7	14.7	57	43	31	28	26	35	31	--	8.2	12.3	14.7	14.7	14.7	
3.60	6.86	21.02		2.03	71.0	274	228.7	27.1	38.9	58.3	20.6	68	43	32	30	28	37	32	--	11.4	17.2	20.6	20.6	20.6	
3.80	4.90	16.67		2.01	75.0	242	163.3	16.6	27.8	41.7	14.7	55	42	31	28	26	35	31	--	8.2	12.3	14.7	14.7	14.7	
4.00	3.92	14.98		2.00	78.9	222	130.7	11.8	22.2	33.3	11.8	46	42	29	26	24	33	30	--	6.5	9.8	11.8	11.8	11.8	
4.20	4.90	18.73		2.01	82.8	242	163.3	14.7	27.8	41.7	14.7	52	42	30	27	25	34	31	--	8.2	12.3	14.7	14.7	14.7	
4.40	4.90	12.50		2.01	86.7	242	163.3	13.8	27.8	41.7	14.7	51	42	30	27	25	34	31	--	8.2	12.3	14.7	14.7	14.7	
4.60	5.88	15.00		2.02	90.7	259	196.0	16.4	33.3	50.0	17.6	56	43	30	27	26	35	32	--	9.8	14.7	17.6	17.6	17.6	
4.80	5.68	14.99		2.02	94.6	256	189.5	14.9	32.2	48.3	17.1	54	42	30	27	25	34	31	--	9.5	14.2	17.1	17.1	17.1	
5.00	5.10	14.99		2.01	98.6	245	169.9	12.4	28.9	43.3	15.3	49	42	29	26	25	33	31	--	8.5	12.7	15.3	15.3	15.3	
5.20	5.19	15.92		2.01	102.5	247	173.1	12.1	29.4	44.1	15.6	49	42	29	26	25	33	31	--	8.7	13.0	15.6	15.6	15.6	
5.40	4.90	13.62		2.01	106.5	242	163.3	10.7	27.8	41.7	14.7	46	42	29	26	24	33	31	--	8.2	12.3	14.7	14.7	14.7	
5.60	5.39	18.33		2.01	110.4	251	179.7	11.5	30.5	45.8	16.2	49	42	29	26	24	33	31	--	9.0	13.5	16.2	16.2	16.2	
5.80	6.86	17.50		2.03	114.4	274	228.7	14.9	38.9	58.3	20.6	56	42	30	27	25	34	32	--	11.4	17.2	20.6	20.6	20.6	
6.00	7.84	20.00		2.03	118.4	289	261.3	16.9	44.4	66.6	23.5	60	43	31	28	26	35	33	--	13.1	19.6	23.5	23.5	23.5	
6.20	7.84	22.66		2.03	122.4	289	261.3	16.2	44.4	66.6	23.5	59	43	30	27	26	34	33	--	13.1	19.6	23.5	23.5	23.5	
6.40	7.55	20.98		2.03	126.3	284	251.5	14.8	42.8	64.1	22.6	57	43	30	27	25	34	33	--	12.6	18.9	22.6	22.6	22.6	
6.60	7.84	17.13		2.03	130.3	289	261.3	15.0	44.4	66.6	23.5	57	43	30	27	25	34	33	--	13.1	19.6	23.5	23.5	23.5	
6.80	6.86	17.50		2.03	134.3	274	228.7	12.2	38.9	58.3	20.6	52	42	29	26	25	33	32	--	11.4	17.2	20.6	20.6	20.6	
7.00	7.84	24.02		2.03	138.3	289	261.3	13.9	44.4	66.6	23.5	56	42	30	27	25	34	33	--	13.1	19.6	23.5	23.5	23.5	
7.20	8.82	27.03		2.04	142.3	302	294.0	15.6	50.0	75.0	26.5	59	43	30	27	26	34	33	--	14.7	22.1	26.5	26.5	26.5	
7.40	8.82	27.03		2.04	146.3	302	294.0	15.0	50.0	75.0	26.5	59	43	30	27	25	34	33	--	14.7	22.1	26.5	26.5	26.5	
7.60	8.33	26.56		2.04	150.3	295	277.7	13.5	47.2	70.8	25.0	56	42	30	27	25	34	33	--	13.9	20.8	25.0	25.0	25.0	
7.80	8.23	23.80		2.04	154.3	294	274.4	12.9	46.6	70.0	24.7	55	42	30	26	25	33	33	--	13.7	20.6	24.7	24.7	24.7	
8.00	8.13	24.41		2.04	158.3	293	271.1	12.3	46.1	69.1	24.4	54	42	29	26	25	33	33	--	13.6	20.3	24.4	24.4	24.4	
8.20	8.33	23.61		2.04	162.3	295	277.7	12.3	47.2	70.8	25.0	54	42	29	26	25	33	33	--	13.9	20.8	25.0	25.0	25.0	
8.40	8.43	23.43		2.04	166.3	297	280.9	12.1	47.8	71.6	25.3	54	42	29	26	25	33	33	--	14.0	21.1	25.3	25.3	25.3	
8.60	8.82	25.50		2.04	170.3	302	294.0	12.4	50.0	75.0	26.5	55	42	29	26	25	33	33	--	14.7	22.1	26.5	26.5	26.5	
8.80	8.82	26.47		2.04	174.3	302	294.0	12.1	50.0	75.0	26.5	54	42	29	26	25	33	33	--	14.7	22.1	26.5	26.5	26.5	
9.00	8.72	26.73		2.04	178.3	300	290.7	11.6	49.4	74.1	26.2	53	42	29	26	24	33	33	--	14.5	21.8	26.2	26.2	26.2	
9.20	8.33	25.53		2.04	182.3	295	277.7	10.6	47.2	70.8	25.0	51	42	29	26	24	33	33	--	13.9	20.8	25.0	25.0	25.0	
9.40	8.82	27.03		2.04	186.2	302	294.0	11.1	50.0	75.0	26.5	53	42	29	26	24	33	33	--	14.7	22.1	26.5	26.5	26.5	
9.60	8.82	22.11		2.04	190.2	302	294.0	10.8	50.0	75.0	26.5	52	42	29	26	24	33	33	--	14.7	22.1	26.5	26.5	26.5	
9.80	8.72	20.55		2.04	194.2	300	290.7	10.4	49.4	74.1	26.2	51	42	29	26	24	33	33	--	14.5	21.8	26.2	26.2	26.2	
10.00	8.82	--		1.98	198.1	302	--	--	--	--	--	51	42	29	26	24	32	33	--	14.7	22.1	26.5	26.5	26.5	

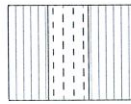
GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

ALLEGATO N° 2

Verifiche geotecniche

MODELLO GEOTECNICO MEDIO		Committente: STUDIO TECNICO Località: FIORANO MODENESE (MO), VIA DEL RUVINELLO Data: 18/10/2017				
N.1	Falda (m) 200.0	Note:				
Tipologia fondazione platea						
Legenda: $\Phi(\text{°})$ =angolo d'attrito - $C(\text{kg/cm}^2)$ =coesione - $E(\text{kg/cm}^2)$ =modulo di deformazione $P_v(\text{kg/mc})$ =peso di volume naturale						
H(m)		Descrizione	$\Phi(\text{°})$ C (kg/cm ²) E (kg/cm ²) P _v (kg/mc)			
0.0	0.0	Argilla o argilla limosa molto consistente.	25 0	2.0	200.0	1900.0
3.8	3.8		24 0	1.7	150.0	1850.0
5.8	5.8					
15.0	15.0		25 0	2.7	240.0	1900.0



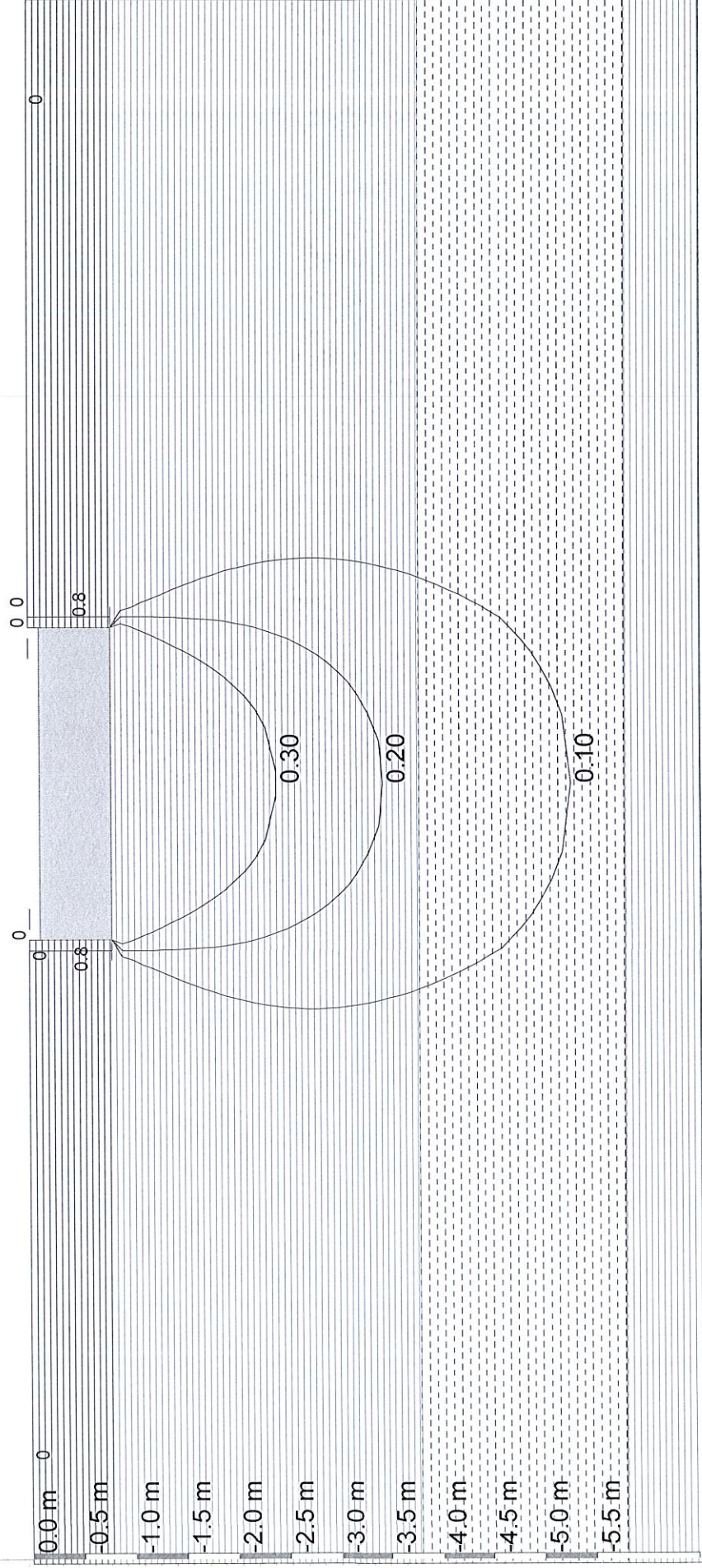
1) Argilla o argilla limosa molto consistente.

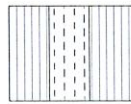
2) Argilla o argilla limosa consistente.

3) Argilla o argilla limosa molto consistente.

Tensioni indotte met. Newmark

3

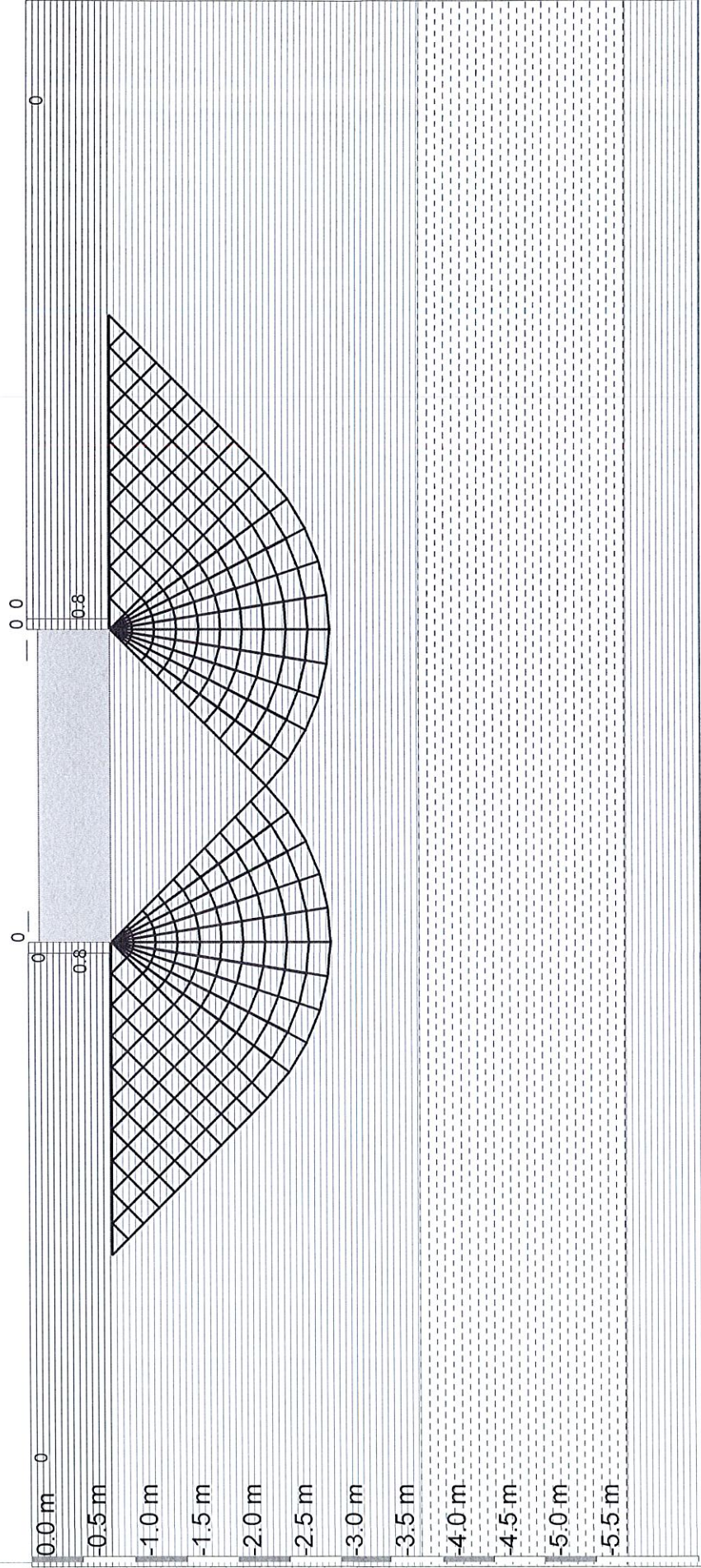


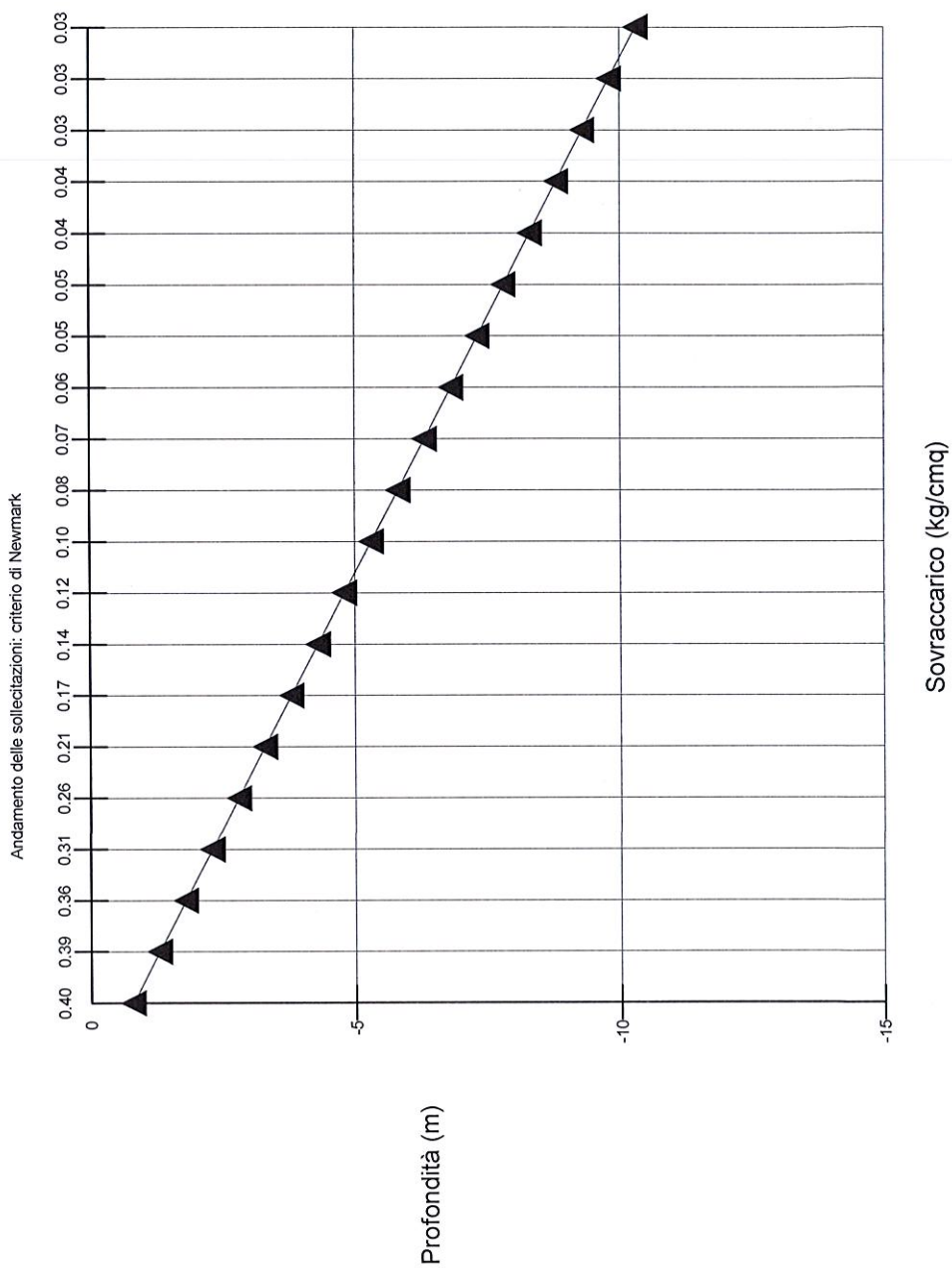


- 1) Argilla o argilla limosa molto consistente.
- 2) Argilla o argilla limosa consistente.
- 3) Argilla o argilla limosa molto consistente.

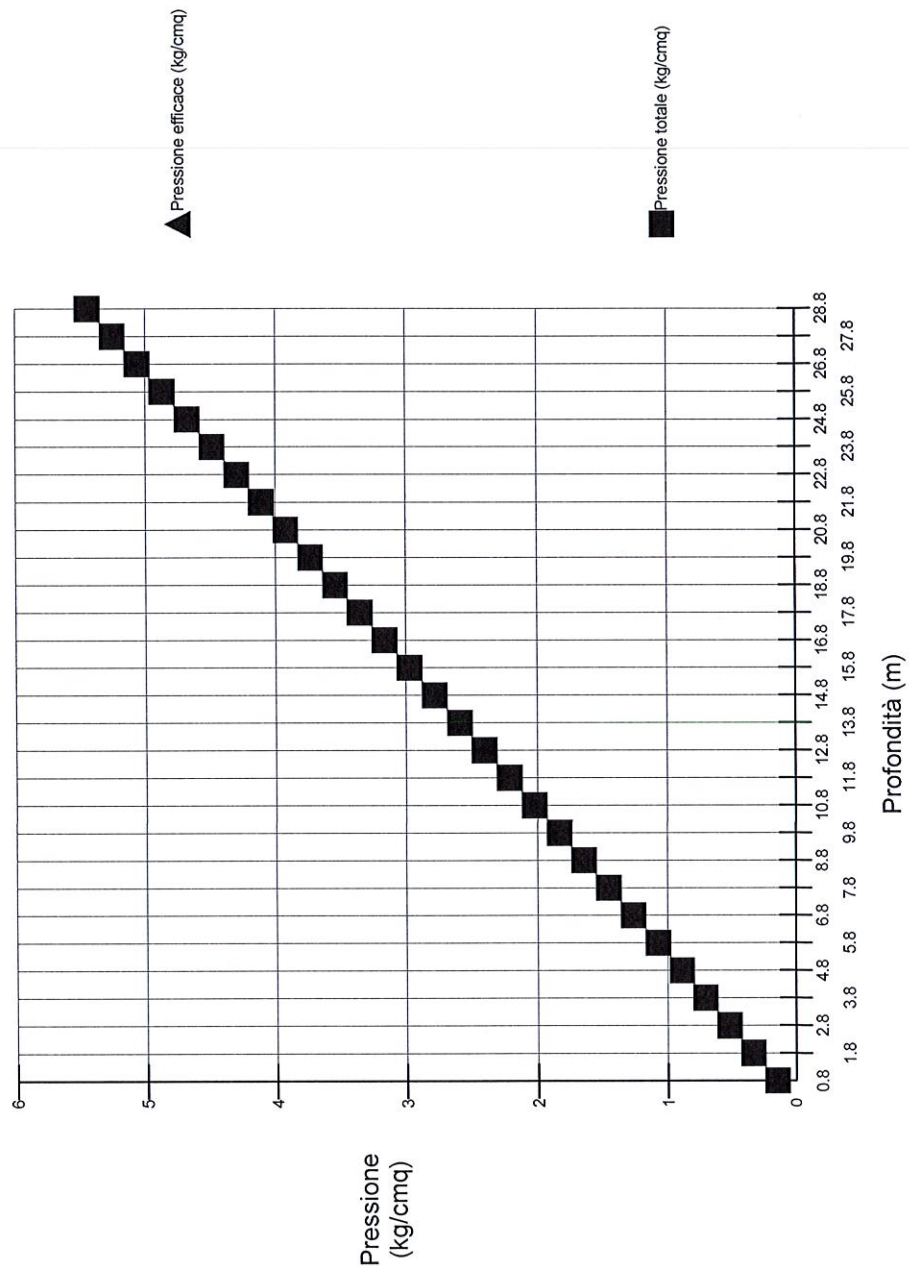
Cuneo di portanza

3





Andamento della pressione totale ed efficace del terreno



DATI GEOMETRICI DELLA FONDAZIONE

Tipologia della fondazione:platea
Geometria della fondazione:
Larghezza della base (m):3.00
Lunghezza della fondazione (m):4.60
Eccentricità della base - lato corto (m):0.00
Eccentricità della base - lato lungo (m):0.00
Profondità di posa - lato destro (m):0.80
Profondità di posa - lato sinistro (m):0.80
Profondità dello scavo - lato destro (m):0.00
Profondità dello scavo - lato sinistro (m):0.00
Larghezza dello scavo - lato destro (m):0.00
Larghezza dello scavo - lato sinistro (m):0.00
Inclinazione del pendio - lato a valle (°):0
Inclinazione del pendio - lato a monte (°):0
Inclinazione della base - lato corto (°):0
Inclinazione della base - lato lungo (°):0
Inclinazione del carico - lato corto (°):0
Inclinazione del carico - lato lungo (°):0
Fondazione di tipo:elastica
Densità del calcestruzzo (kg/mc):2500.00

FALDA

Profilo della falda

N	X (m)	Y(m)
1	-6.00	-200.00
2	16.00	-200.00

STRATIGRAFIA

Profilo strato n. 1

N	X (m)	Y(m)
1	-6.00	0.00
2	0.00	0.00
3	0.00	0.00
4	0.00	0.00
5	0.00	-0.80
6	3.00	-0.80
7	3.00	0.00
8	3.00	0.00
9	3.00	0.00
10	9.00	0.00

Strato n. 1 - Descrizione: Argilla o argilla limosa molto consistente.

Densità relativa $Dr(\%)$: 0
Angolo d'attrito $\Phi(^{\circ})$: 0.00
Gamma sopra falda (kg/mc): 1900.00
Gamma saturo (kg/mc): 2200.00
Coesione (kg/cm²): 2.00
Mod.deformazione (kg/cm²): 200.00
Indice vuoti: 0.00
O.C.R.: 3.00
Indice compr.princ.: 0.00
Indice compr.sec.: 0.00
Indice ricompr.: 0.00
Coef.consolidazione (cm²/s): 0.00
Coef.di Poisson: 0.30
R.Q.D.(%): 0.00
Nspt medio: 0
Rp(kg/cm²): 0.00

Profilo strato n. 2

N	X (m)	Y(m)
1	-6.00	-3.80
2	9.00	-3.80

Strato n. 2 - Descrizione: Argilla o argilla limosa consistente.

Densità relativa $Dr(\%)$: 0
Angolo d'attrito $\Phi(^{\circ})$: 0.00
Gamma sopra falda (kg/mc): 1850.00
Gamma saturo (kg/mc): 2150.00
Coesione (kg/cm²): 1.70
Mod.deformazione (kg/cm²): 150.00
Indice vuoti: 0.00
O.C.R.: 3.00
Indice compr.princ.: 0.00
Indice compr.sec.: 0.00
Indice ricompr.: 0.00
Coef.consolidazione (cm²/s): 0.00
Coef.di Poisson: 0.35
R.Q.D.(%): 0.00
Nspt medio: 0
Rp(kg/cm²): 0.00

Profilo strato n. 3

N	X (m)	Y(m)
1	-6.00	-5.81
2	9.00	-5.81

Strato n. 3 - Descrizione: Argilla o argilla limosa molto consistente.
Densità relativa $D_r(\%)$: 0
Angolo d'attrito $\Phi(^{\circ})$: 0.00
Gamma sopra falda (kg/mc): 1900.00
Gamma saturo (kg/mc): 2200.00
Coesione (kg/cm²): 2.70
Mod.deformazione (kg/cm²): 240.00
Indice vuoti: 0.00
O.C.R.: 3.00
Indice compr.princ.: 0.00
Indice compr.sec.: 0.00
Indice ricompr.: 0.00
Coef.consolidazione (cm²/s): 0.00
Coef.di Poisson: 0.30
R.Q.D.(%): 0.00
Nspt medio: 0
Rp(kg/cm²): 0.00

PORTANZA DELLA FONDAZIONE

Profondità di calcolo: 1.50
Criterio di calcolo: Terzaghi
Portanza limite della fondazione (kg/cm²): 11.58
Coefficiente di sicurezza: 3.00
Portanza ammissibile della fondazione (kg/cm²): 3.86
Fattore di portanza N_q : 1.00
Fattore di portanza N_g : 0.00
Fattore di portanza N_c : 5.71
Fattore di forma S_q : 1.00
Fattore di forma S_g : 1.00
Fattore di forma S_c : 1.00
Fattore di approfondimento D_q : 1.00
Fattore di approfondimento D_g : 1.00
Fattore di approfondimento D_c : 1.00
Fattore di inclinazione dei carichi I_q : 1.00
Fattore di inclinazione dei carichi I_g : 1.00
Fattore di inclinazione dei carichi I_c : 1.00
Fattore di inclinazione della base B_q : 1.00
Fattore di inclinazione della base B_g : 1.00
Fattore di inclinazione della base B_c : 1.00
Fattore di pendio G_q : 1.00
Fattore di pendio G_g : 1.00
Fattore di pendio G_c : 1.00
Peso di volume medio sopra il piano di posa (kg/mc): 1900.00

CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

Carico applicato sulla fondazione (kg/cm²) :0.40
Metodo di calcolo strati incoerenti:
Cedimento immediato (cm):0.00
Cedimento secondario (cm):0.00
Cedimento massimo della fondazione (cm):0.00
Cedimento minimo della fondazione (cm):0.00
Cedimento totale degli strati incoerenti (cm):0.00
Metodo di calcolo strati coesivi:Steinbrenner
Cedimento di consolidazione (cm):0.00
Cedimento secondario (cm):0.00
Cedimento della fondazione (cm):0.26
Cedimento totale degli strati coesivi (cm):0.26
Cedimento totale del terreno di fondazione (cm):0.26

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE

Calcolo del coefficiente di sottofondazione - K di Winkler.

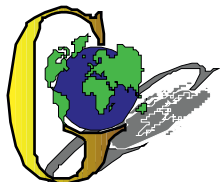
Criterio di calcolo :Bowles
Carico applicato sulla fondazione(kg/cm²):0.40
Cedimento di riferimento(cm):0.26
Coefficiente di sottofondazione (kg/cm³):4.69

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

ALLEGATO N° 3

Indagine sismica - tecnica MASW



GEO GROUP s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

ANALISI SISMICA DI SITO SECONDO METODOLOGIA M.A.S.W.

Cantiere: Fiorano Modenese (MO), Via del Ruvinello

Lavoro: Studio del terreno di fondazione

Data: 19/10/2017

Esecuzione: Dott.ssa Erika Parmeggiani e Dott. Luca Pattuzzi

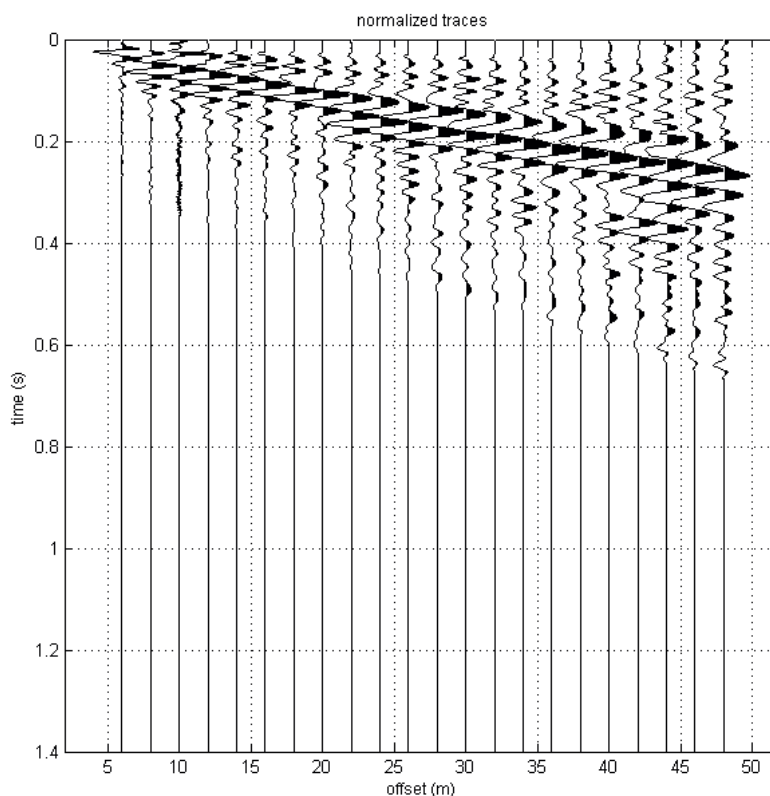
Elaborazione: Dott.ssa Erika Parmeggiani

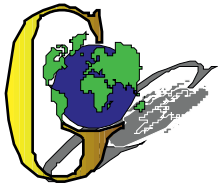
Responsabile: Dott. Geol. Pier Luigi Dallari

MASW
Rif. 492/17



UBICAZIONE DELLO STENDIMENTO SISMICO IMPIEGATO





GEO GROUP s.r.l.

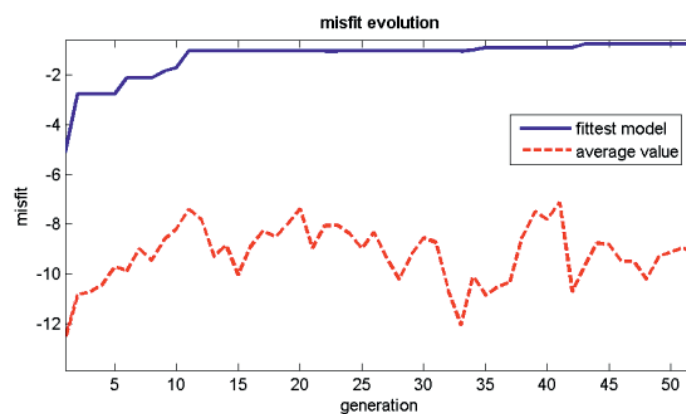
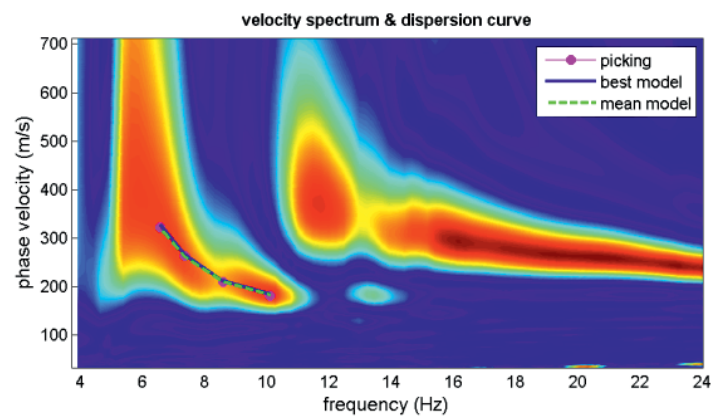
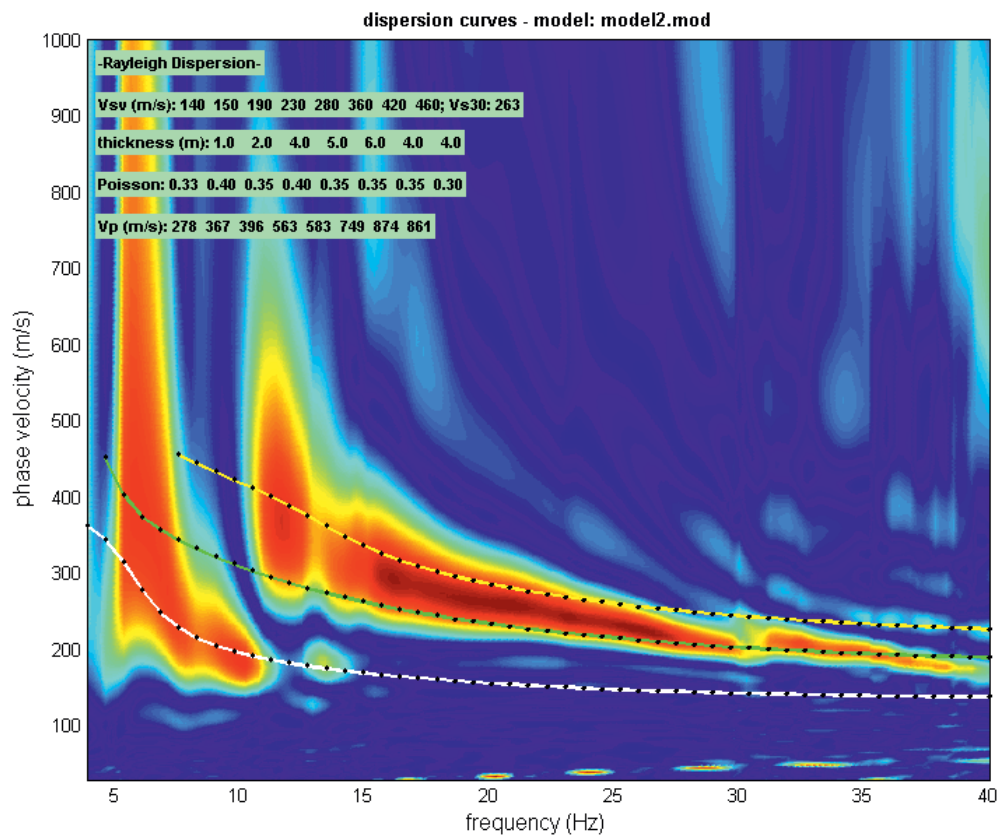
Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

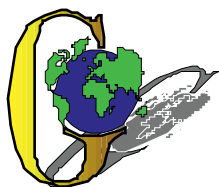
Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogrouppmodena.it - e-mail: info@geogrouppmodena.it

SPETTRO RELATIVO ALLE VELOCITA' DI FASE, REGISTRATE NEL DOMINIO DELLE FREQUENZE





GEO GROUP s.r.l.

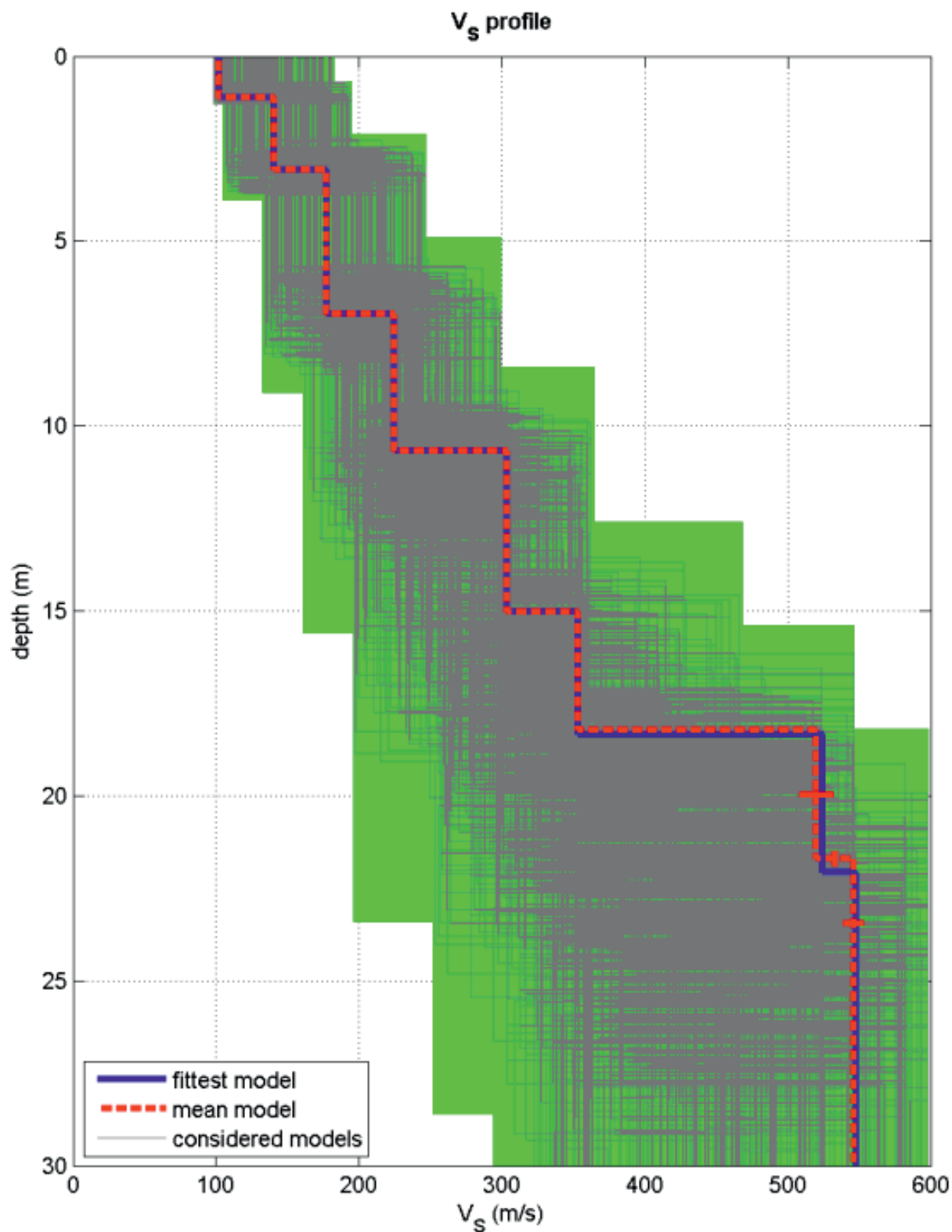
Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

MODELLO Vs30 DERIVATO DALL'INDAGINE MASW ESEGUITA



BEST MODEL

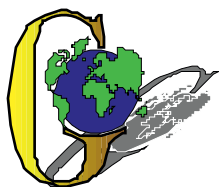
Vs30 = 277 m/s

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

ALLEGATO N° 4

Indagine sismica passiva - tecnica HVSr



GEO GROUP s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

ANALISI SISMICA DI SITO SECONDO METODOLOGIA HVSR

Cantiere: Fiorano Modenese (MO), Via del Ruvinello

Data: 19/10/2017

Lavoro: Studio del terreno di fondazione

Esecuzione: Dott.ssa Erika Parmeggiani e Dott. Luca Pattuzzi

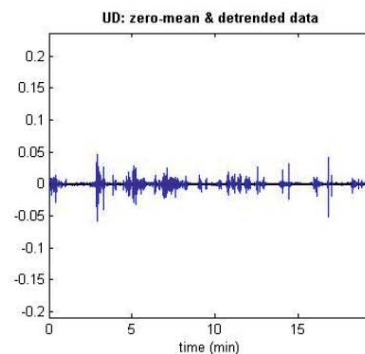
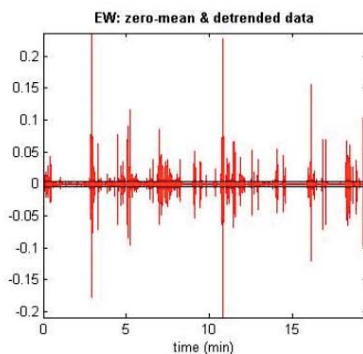
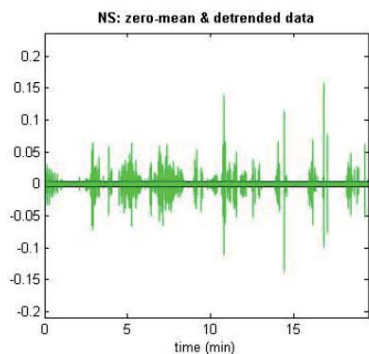
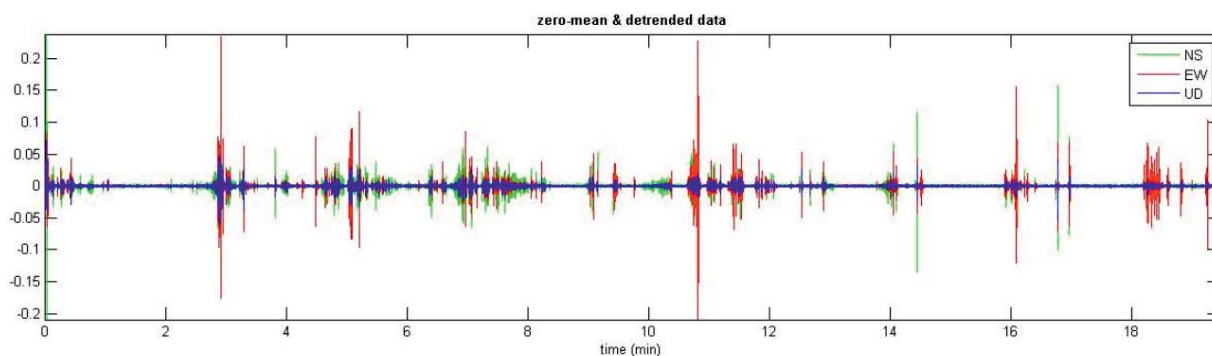
Elaborazione: Dott.ssa Erika Parmeggiani

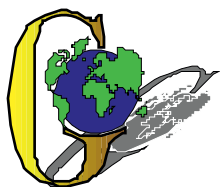
Responsabile: Dott. Geol. Pier Luigi Dallari

HVSR
Rif. 492/17



UBICAZIONE DELLA STAZIONE DI MISURA





GEO GROUP s.r.l.

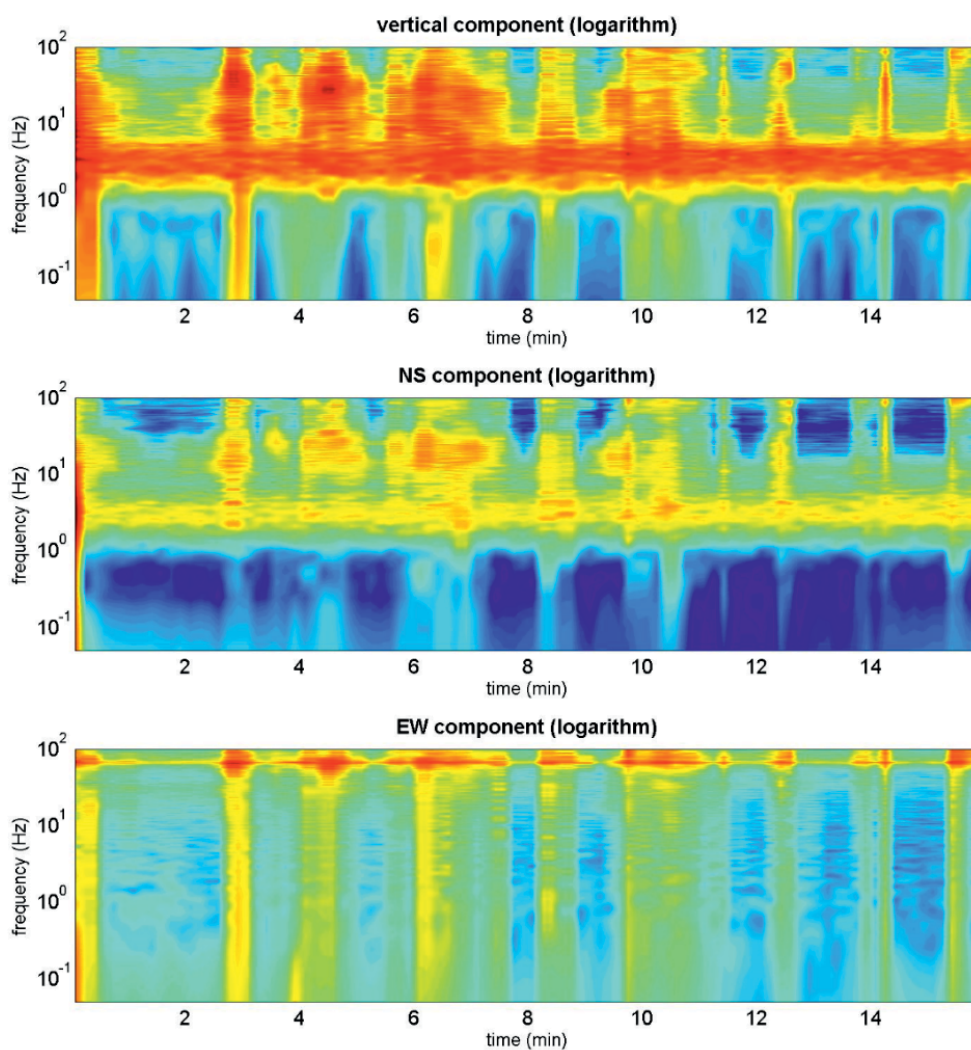
Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnovo Rangone (MO)

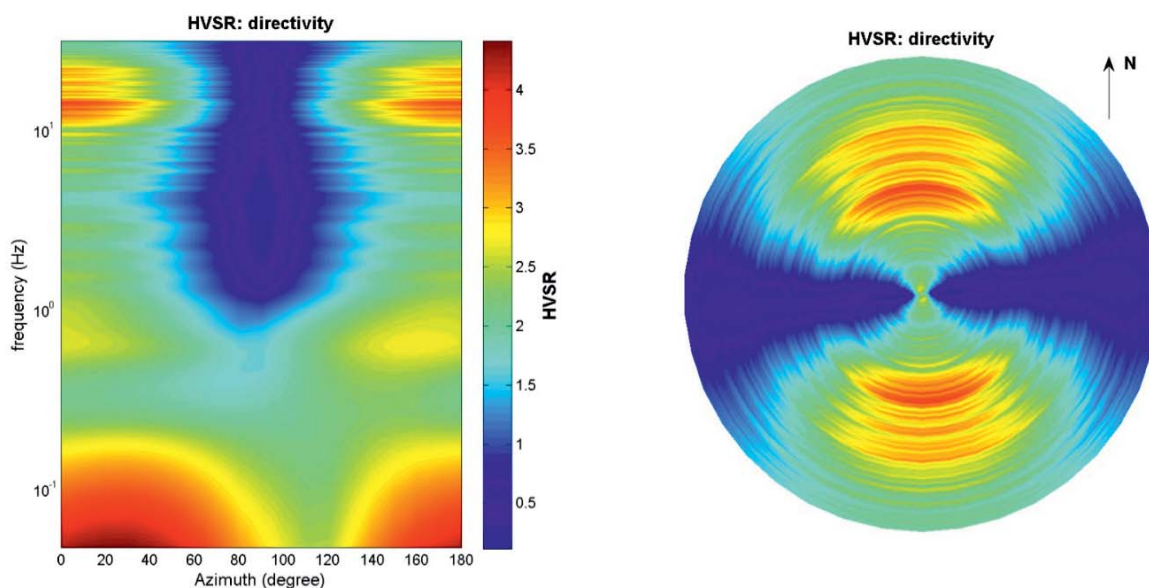
Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

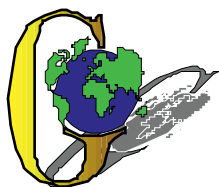
p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogrouppmodena.it - e-mail: info@geogrouppmodena.it

PERSISTENZA HVSR



DIREZIONALITA' HVSR





GEO GROUP s.r.l.

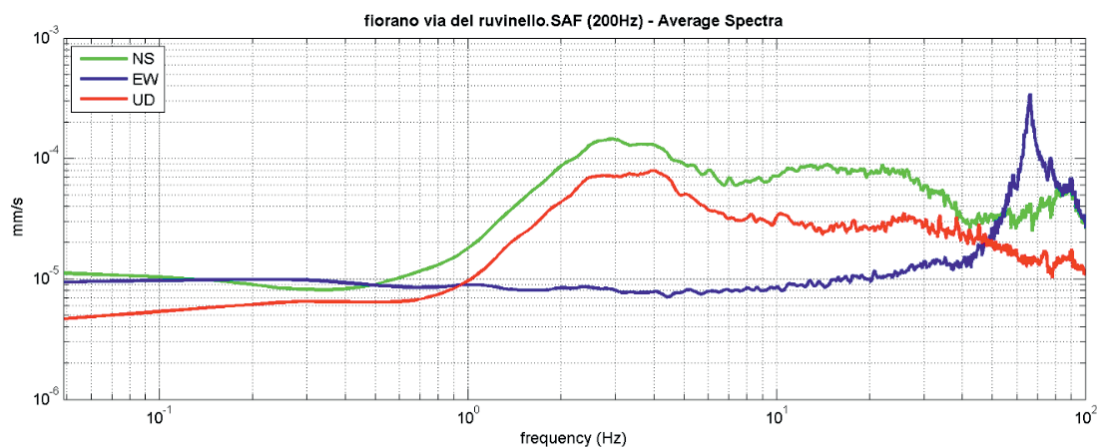
Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41124 Modena

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnovo Rangone (MO)

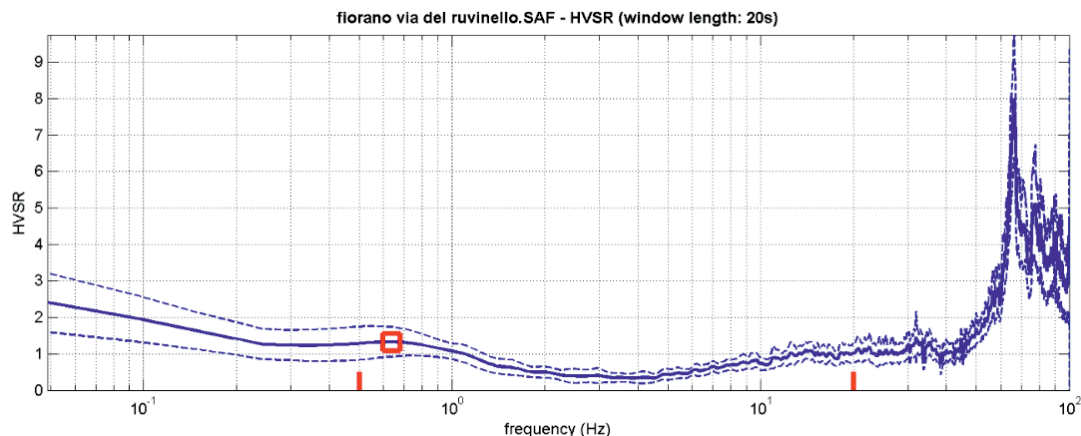
Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

VELOCITA' SPETTRALI



RAPPORTO HVSR DERIVATO DALL'ACQUISIZIONE ESEGUITA



FREQUENZA DERIVATA

Nessuna frequenza caratteristica di sito rilevata

Criteria for a reliable H/V curve

- #1. $[f_0 > 10/L_w]$: $0.635 > 0.5$ (OK)
- #2. $[n_c > 200]$: $1219 > 200$ (OK)
- #3. $[f_0 > 0.5\text{Hz}; \sigma_A(f) < 2 \text{ for } 0.5f_0 < f < 2f_0]$ (OK)

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

- #1. $[\text{exists } f_- \text{ in the range } [f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f_-) < A_0/2]$: (NO)
- #2. $[\text{exists } f_+ \text{ in the range } [f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f_+) < A_0/2]$: yes, at frequency 1.5Hz (OK)
- #3. $[A_0 > 2]$: $1.3 < 2$ (NO)
- #4. $[f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%]$: (NO)
- #5. $[\sigma_A(f) < \epsilon(f_0)]$: $7.300 > 0.095$ (NO)
- #6. $[\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)]$: $0.412 < 2$ (OK)

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

ALLEGATO N° 5

Verifica alla liquefazione



GEO GROUP s.r.l.

Sede legale: Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA

Sede operativa: via Per Modena, 12 – 41051 Castelnovo Rangone (MO)

Tel. 059/3967169 Fax. 059/5960176

E-mail: info@geogroupmodena.it

P.IVA e C.F. 02981500362

www.geogroupmodena.it

VERIFICA A LIQUEFAZIONE SU CPT

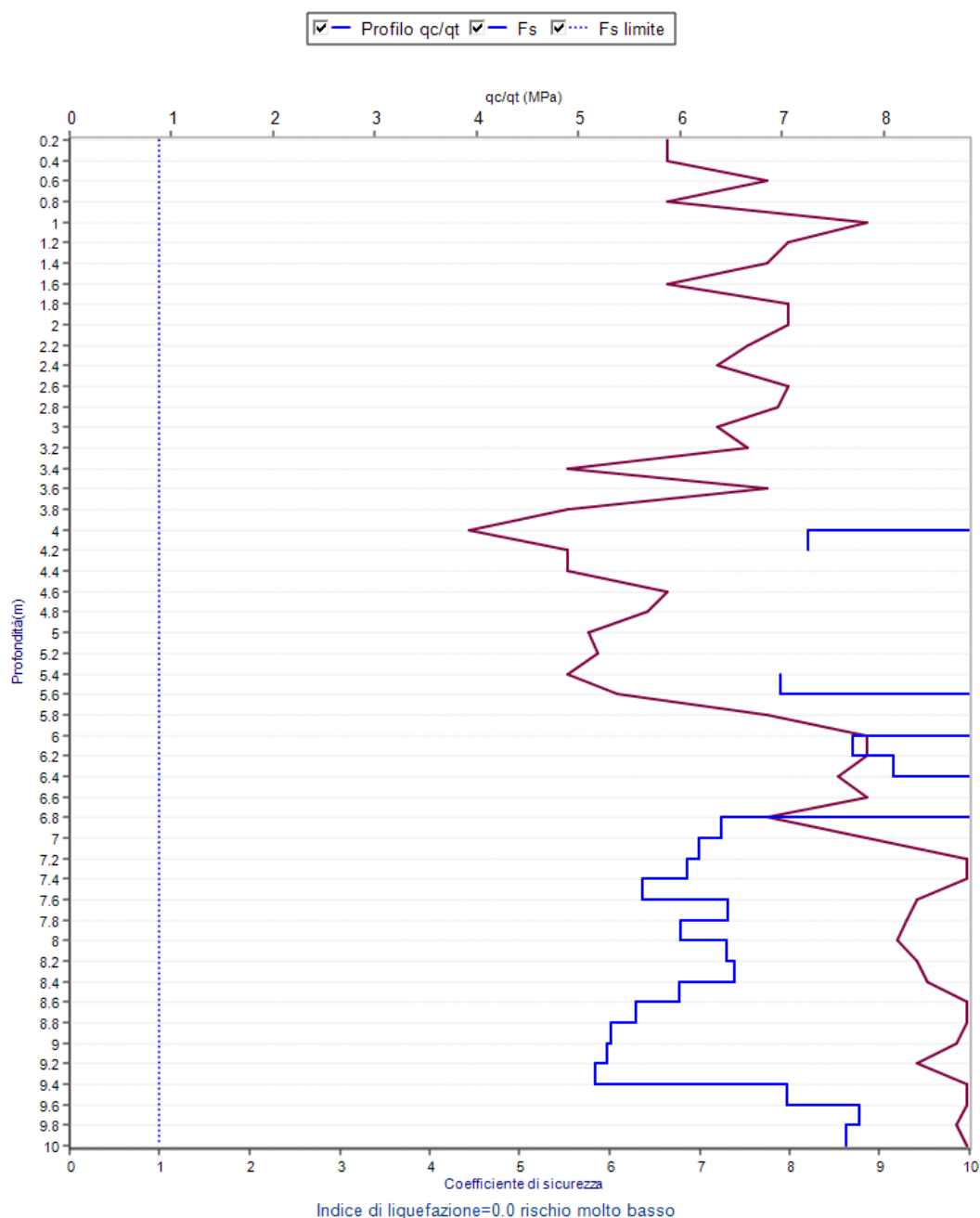
Cantiere: Fiorano Modenese (MO), Via del Ruvinello

Data: 19/10/2017

Lavoro: Studio terreno di fondazione

Elaborazione: Dott.ssa Erika Parmeggiani

Responsabile: Dott. Geol. Pier Luigi Dallari





GEO GROUP s.r.l.

Sede legale: Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA

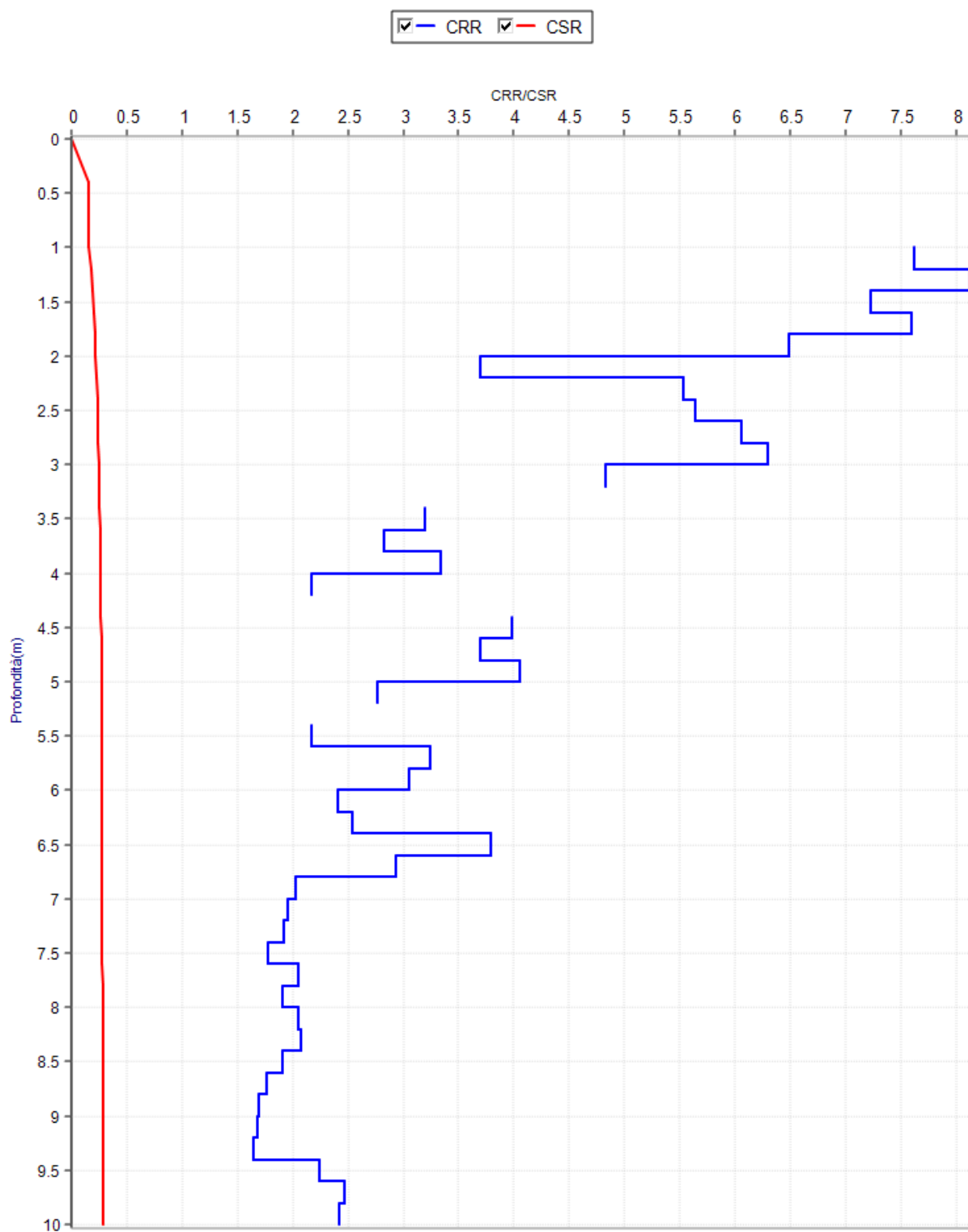
Sede operativa: via Per Modena, 12 – 41051 Castelnovo Rangone (MO)

Tel. 059/3967169 Fax. 059/5960176

E-mail: info@geogroupmodena.it

P.IVA e C.F. 02981500362

www.geogroupmodena.it





GEO GROUP s.r.l.

Sede legale: Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA

Sede operativa: via Per Modena, 12 – 41051 Castelnovo Rangone (MO)

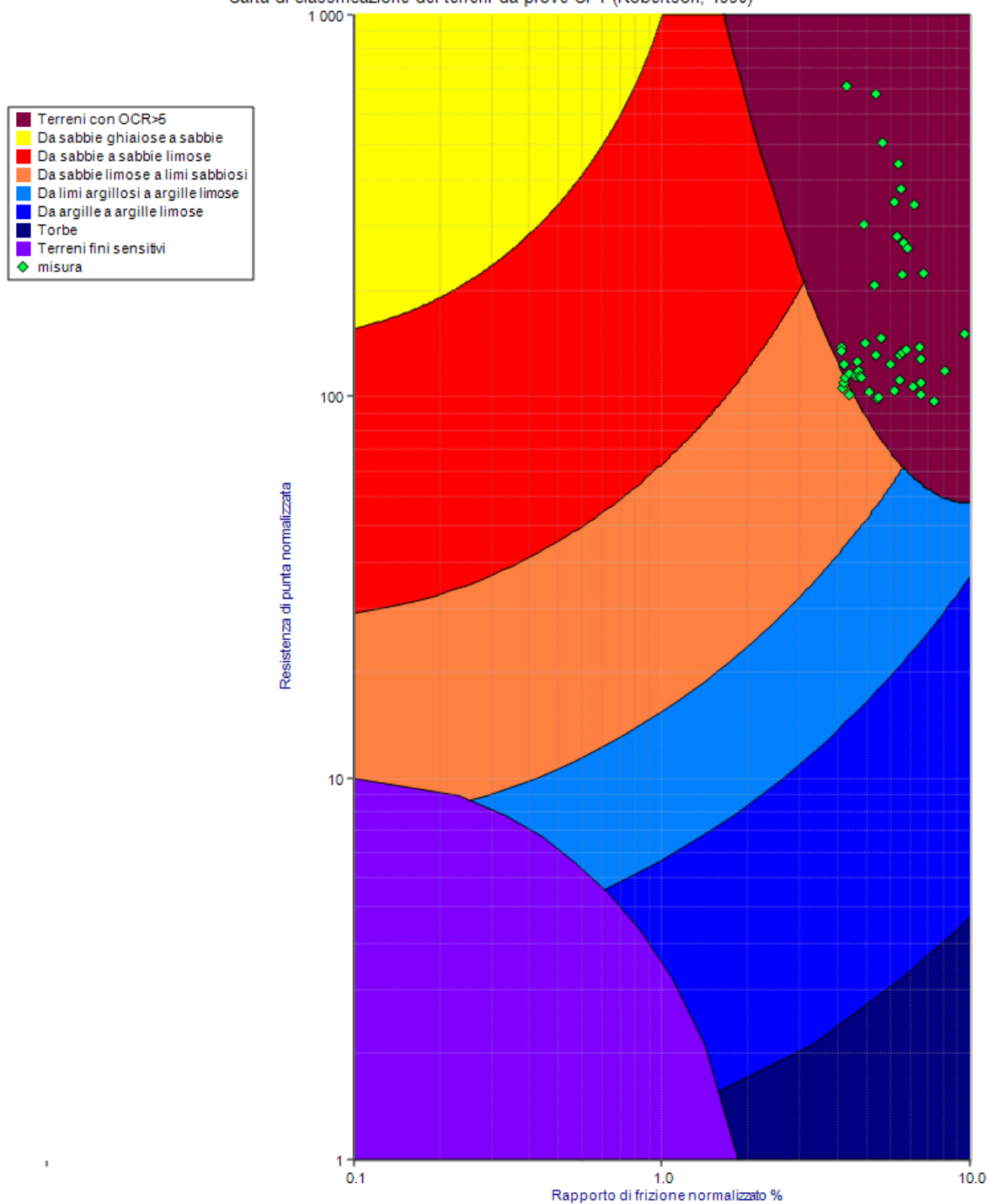
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5960176

E-mail: info@geogroupmodena.it

P.IVA e C.F. 02981500362

www.geogroupmodena.it

Carta di classificazione dei terreni da prove CPT (Robertson, 1990)





GEO GROUP s.r.l.

Sede legale: Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA

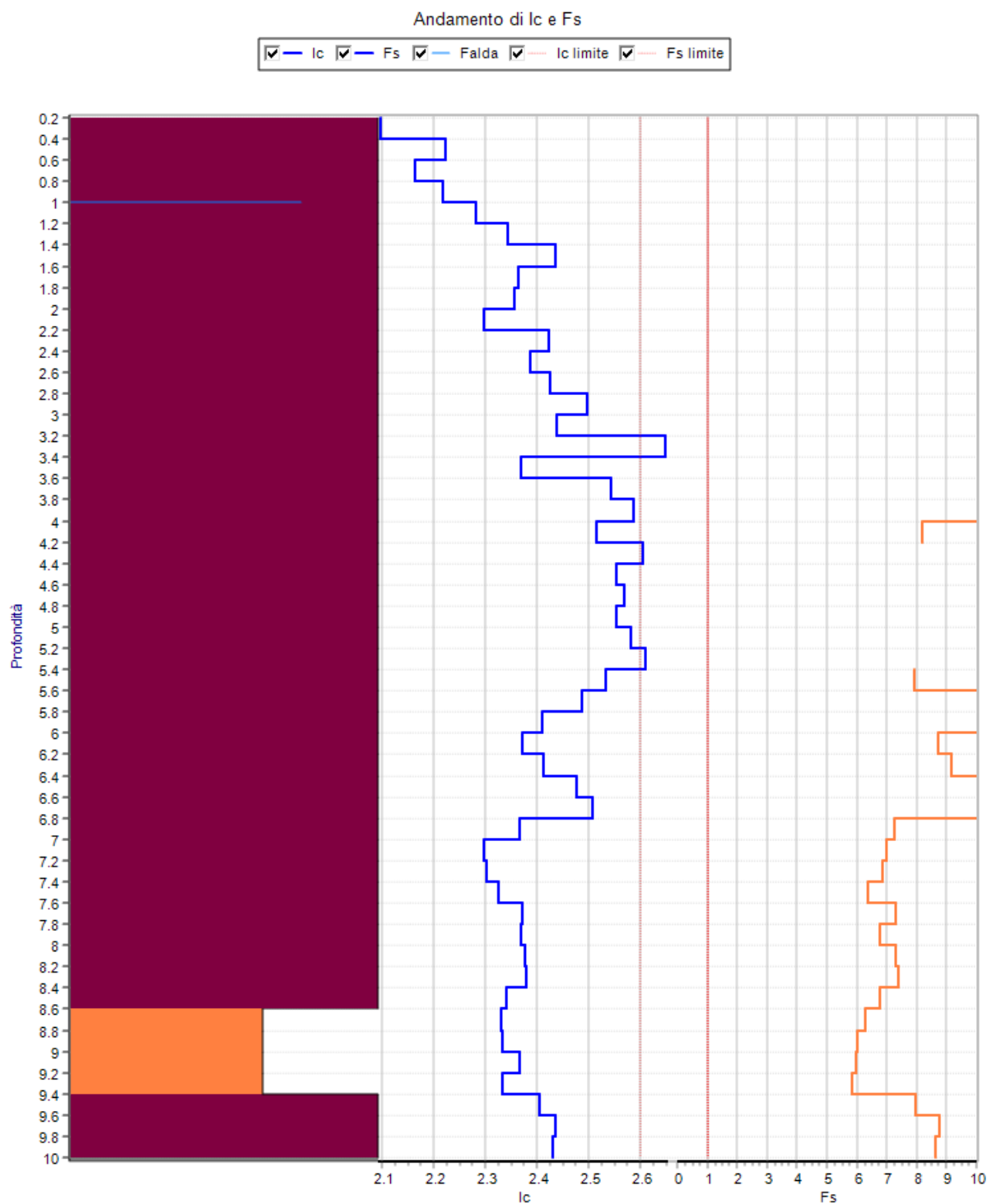
Sede operativa: via Per Modena, 12 – 41051 Castelnovo Rangone (MO)

Tel. 059/3967169 Fax. 059/5960176

E-mail: info@geogroupmodena.it

P.IVA e C.F. 02981500362

www.geogroupmodena.it





GEO GROUP Srl

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41123 Modena
Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnovo Rangone (MO)
Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-59.60.176 p.IVA e C.F. 02981500362
e-mail: info@geogroupmodena.it web: www.geogroupmodena.it



ALLEGATO N. 6

Verifica di stabilità di versante

Slide Analysis Information

Fiorano via del Ruvinaldo

Project Settings

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
Failure Direction: Right to Left
Units of Measurement: SI Units
Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m³
Groundwater Method: Water Surfaces
Data Output: Standard
Calculate Excess Pore Pressure: Off
Allow Ru with Water Surfaces or Grids: Off
Random Numbers: Pseudo-random Seed
Random Number Seed: 10116
Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Analysis Methods

Analysis Methods used:
Bishop simplified

Number of slices: 25
Tolerance: 0.005
Maximum number of iterations: 50

Surface Options

Surface Type: Circular
Search Method: Grid Search
Radius increment: 10
Composite Surfaces: Disabled
Reverse Curvature: Create Tension Crack
Minimum Elevation: Not Defined
Minimum Depth: 3

Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.05
1 Distributed Load present:
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Normal to boundary, Magnitude: 200 kN/m²

Material Properties

Material: Argilla limosa molto consistente
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 19 kN/m³
Friction Angle: 20.46 degrees
Water Surface: None

Material: Argilla consistente
Strength Type: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 18.5 kN/m³
Friction Angle: 19.61 degrees

Water Surface: None

Material: argilla limosa molto consistente

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 19 kN/m³

Friction Angle: 20.46 degrees

Water Surface: None

FS: 1.587270

Center: -91.210, 90.241

Radius: 128.790

Left Slip Surface Endpoint: -126.899, -33.505

Right Slip Surface Endpoint: 1.463, 0.807

Resisting Moment=2.00483e+006 kN-m

Driving Moment=1.26306e+006 kN-m

Valid / Invalid Surfaces

Method: bishop simplified

Number of Valid Surfaces: 3608

Number of Invalid Surfaces: 1199

List of All Coordinates

Search Grid

-147.281	11.628
-52.391	11.628
-52.391	90.241
-147.281	90.241

Material Boundary

-75.062	-18.639
-6.757	-18.639

Material Boundary

-38.206	-8.771
44.683	-8.771

Material Boundary

-6.757	-18.639
44.683	-18.639

External Boundary

-5.476	0.807
-25.372	-4.798
-38.206	-8.771
-50.072	-12.231
-60.324	-14.923
-75.062	-18.639
-89.030	-22.355
-161.129	-43.583
-161.129	-90.205
44.683	-90.205
44.683	-18.639
44.683	-8.771
44.683	0.807

