

Comune di Medolla

Provincia di Modena

RELAZIONE GEOLOGICA inerente le indagini eseguite, la caratterizzazione e modellazione geologica del sito (G.2.1. DM 14/01/08)

RELAZIONE GEOTECNICA basata sulle indagini geognostiche effettuate, al fine della caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno del sito (G.2.2. DM 14/01/08)

Relazione concernente la "RISPOSTA SISMICA DEL SITO" (D.M. 14/01/08 - NNTC) e la verifica a possibili fenomeni di liquefazione (D.M. 14 /01/2008)



OGGETTO:
**Studio geologico-geotecnico e sismico
del terreno di fondazione di un
fabbricato sede del "Teatro Facchini"**
sito in Piazza del Popolo,
nel Comune di Medolla (MO)



Dot. Geol. Pier Luigi Dallari
Maggio 2013
Rif. 227/13

ASSOCIATO



GEO GROUP s.r.l.
Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5332019
E-mail: geo.group@libero.it
P.IVA e C.F. 02981500362
www.geogroupmodena.it



AZIENDA CON SISTEMA DI GESTIONE
PER LA QUALITÀ CERTIFICATO DA DNV
= UNI EN ISO 9001:2008 =

Relazione Tecnica comprendente:

RELAZIONE GEOLOGICA inerente le indagini geognostiche eseguite, la definizione delle unità litotecniche, gli eventuali processi geomorfici al fine della modellazione geologica del sito (6.2.1. DM 14/01/08)

RELAZIONE GEOTECNICA basata sulle indagini eseguite, fornisce tutti i dati geotecnici necessari per il progetto e la caratterizzazione e la modellazione del volume significativo di terreno interessato (6.2.2. DM 14/01/08)

Relazione concernente la "**RISPOSTA SISMICA DEL SITO**" (ai sensi del D. M. 14/01/2008 NNTC), la Verifica agli Stati Limiti Ultimi (SLU) (par. 6.4 del D.M. 14/01/08) e la verifica a possibili fenomeni di liquefazione.

Oggetto:

Studio geologico-geotecnico e sismico del terreno di fondazione di un fabbricato sede del "Teatro Facchini", sito in Piazza del Popolo, nel Comune di Medolla (MO).

Indice del contenuto

1	PREMESSE	3
1.1	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	4
2	RELAZIONE GEOLOGICA	6
2.1	MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO - GEOLOGIA	6
2.2	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	6
2.2.1	Prova penetrometrica statica con punta meccanica CPT.....	6
2.3	CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE.....	9
3	RELAZIONE GEOTECNICA.....	10
3.1	INDAGINI GEOTECNICHE.....	10
3.2	MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO	10
3.3	CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE.....	12
3.4	VERIFICA DEI CEDIMENTI.....	13
3.5	MODULO DI SOTTOFONDO	13
4	CLASSIFICAZIONE e CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO (CALCOLO DEGLI SLU)	14
4.1	SISMICITÀ DELL'AREA	14
4.2	INDAGINI GEOFISICHE.....	17
4.2.1	Indagine sismica con metodo MASW	17
4.2.2	Indagine sismica Horizontal to Vertical Spectral Ratio (HVSR) – Metodo di Nakamura	19
4.3	PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE - VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) – PAR.6.4 DM 14/01/08.....	21
4.4	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	25
5	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	28

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 geologica"	scala 1: 100.000
Tav. n. 5: "Ubicazione indagini eseguite"	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

1 PREMESSE

Nel mese di Aprile 2013, in accordo con il tecnico progettista e su incarico della proprietà è stato eseguito il presente studio geologico, geotecnico e sismico relativo a determinare le caratteristiche del terreno di fondazione di un'area su cui è sito un fabbricato sede del "Teatro Facchini", in Piazza Del Popolo, nel Comune di Medolla(MO). Il presente studio è stato eseguito al fine di un adeguamento sismico dell'immobile.



Fig. 1.1: Ripresa fotografica del fabbricato di interesse.

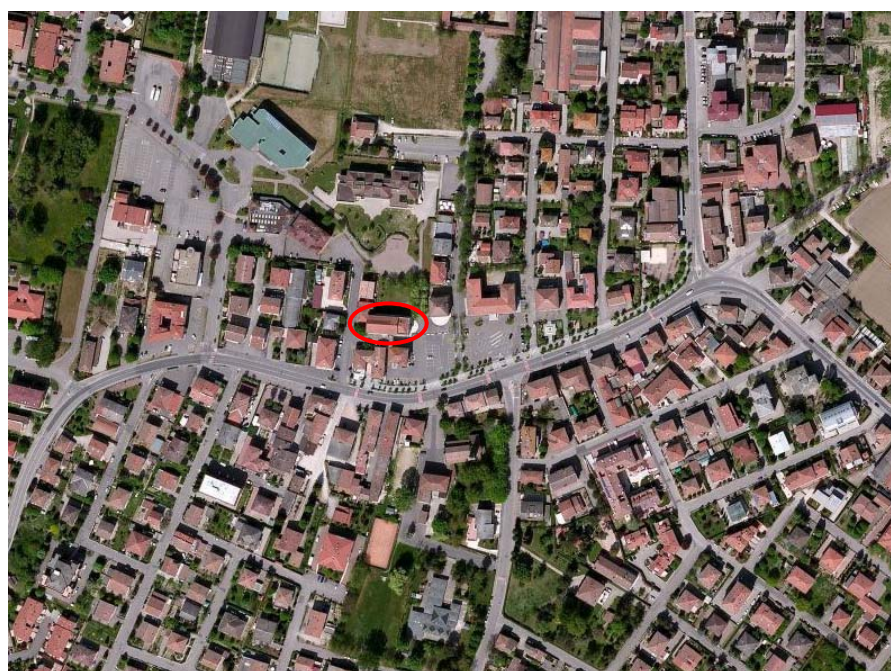


Fig. 1.2: Ripresa aerea dell'area in esame, tratta da Bing maps.

1.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area in esame è sita nel Comune di Medolla nel centro storico del paese, come illustrato nella "Carta corografica", tavola CTR 184_SO, *Mirandola*, alla scala 1: 25.000 (**tav. n. 1**); nella "Carta topografica" alla scala 1: 10.000, sezioni CTR n°184130 e n° 184090 (**tav. n. 2**) e nella "Ripresa fotografica generale" (**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 **fig. 1.4** sono le seguenti:

(1)* Coordinate WGS84	
Lat. <input type="text" value="44,848772"/>	Long. <input type="text" value="11,070592"/>
(1)* Coordinate ED50	
Lat. <input type="text" value="44,849705"/>	Long. <input type="text" value="11,071597"/>

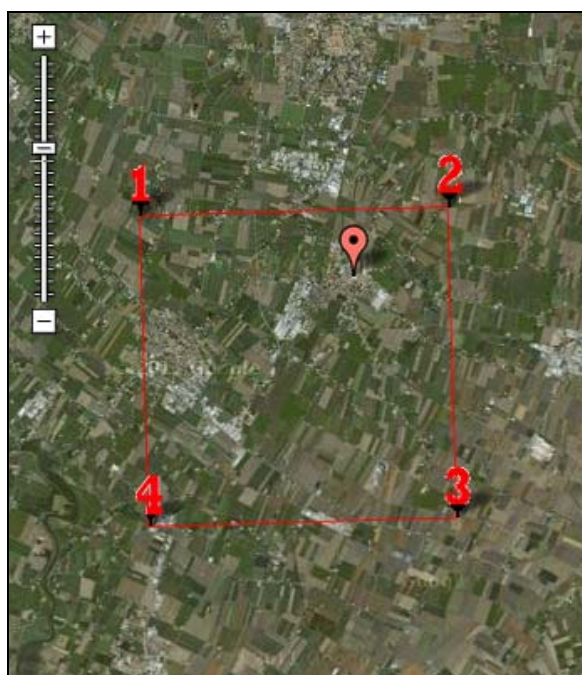


Fig. 1.3: Maglia dei punti che identificano l'area di interesse; tratta da *GeoStru Parametri Sismici*.

Per ottemperare alle richieste del **D.M. 14/01/2008** il succitato studio verrà suddiviso nei seguenti ambiti:

- 1) **RELAZIONE GEOLOGICA** riguardante le indagini geognostiche eseguite, la caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1. DM 14/01/08);
- 2) **RELAZIONE GEOTECNICA** basata sulle indagini eseguite, fornisce la caratterizzazione e la modellazione del volume significativo di terreno interessato (6.2.2. DM 14/01/08);
- 3) Relazione concernente la **"RISPOSTA SISMICA DEL SITO"** (ai sensi del D. M. 14/01/2008 NNTC) , la verifica dello Stato Limite Ultimo (SLU) (par. 6.4 del D.M. 14/01/08) e la verifica a possibili fenomeni di liquefazione (D.M. 14 /01/2008).

2 RELAZIONE GEOLOGICA

2.1 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO - GEOLOGIA

L'area oggetto di studio è posta nel centro del Comune di Medolla. L'area è pianeggiante e ricade ad una quota topografica media di 21.00 m s.l.m.

Dal punto di vista geologico nell'area affiorano i depositi di seguito illustrati e riportati nella "Carta geologica" (**tav. n. 4**), tratta dalla "Carta geologica d'Italia", a scala 1.100.000 Foglio 75 "Mirandola":

- **a^s**: argille sabbiose e sabbie argillose; questi depositi sono presenti nella zona oggetto di studio.

Nell'area mancano evidenze geomorfologiche degne di nota, la zona è completamente pianeggiante con una leggera inclinazione verso nord-nord est in concordanza con l'andamento generale della Pianura Padana. Gli agenti geomorfologici principali che hanno modellato l'area sono costituiti dai numerosi scoli e canali per lo più a scopo irriguo presenti nella zona.

2.2 INDAGINI GEOGNOSTICHE

In relazione alla litologia presente nell'area e in base allo studio in atto, la campagna geognostica è stata espletata mediante le seguenti indagini geognostiche:

- **n. 1 prova penetrometrica statica CPT, eseguita in data 07/03/2013;**
- **n. 2 indagini sismiche a rifrazione MASW, eseguite in data 14/05/2013;**
- **n. 1 indagine sismica passiva HVSR, eseguita in data 16/05/2013.**

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

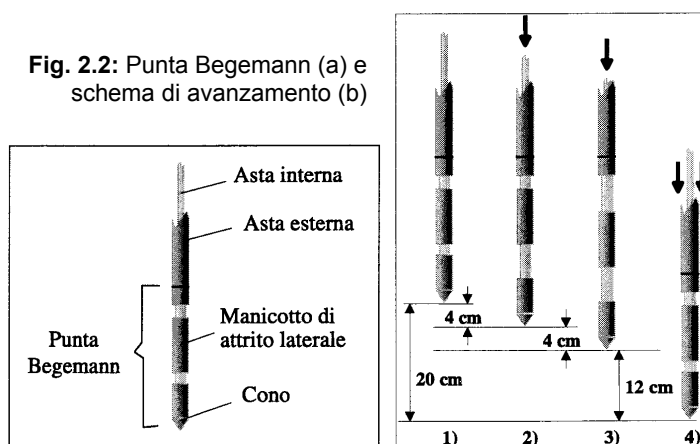
2.2.1 Prova penetrometrica statica con punta meccanica CPT

Nell'area di interesse è stata eseguita, in data **16/05/2013**, **n. 1 prova penetrometrica statica CPT**, spinta fino alla profondità di – 15.20 m da p.c. (CPT n. 1) .

Nell'**Allegato n. 1** sono riportati i grafici e le tabelle riguardanti la prova eseguita, corredata 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)
	RI (resistenza attrito laterale)
Area punta	10 cm²
Angolo alla punta	60°



La prova penetrometrica statica CPT (*Cone Penetration Test*) viene realizzata infiggendo nel terreno, alla velocità di 2 cm/sec, la punta meccanica Begemann (**fig. 2.2**). 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. 2.2**):

- 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 (R_p);
- 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 (R_t).

Nella fase d'avanzamento in cui viene letta la resistenza alla punta, il display restituisce automaticamente il carico unitario di resistenza (R_p) tenuto conto della superficie di infissione di circa 10 cm^2 . 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:

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

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

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

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:

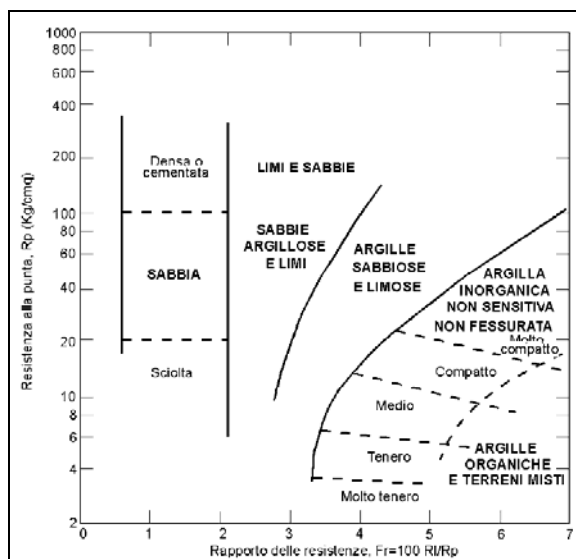
Il metodo di BEGEMANN considera il **rapporto tra R_p e RI** come parametro indicativo delle variazioni litologiche. In particolare l'Autore suggerisce le seguenti correlazioni:

Rapporto R_p/RI	Litologia
$R_p/RI < 15$	Argilla organica e torba
$15 < R_p/RI < 20$	Limo e/o argilla inorganica
$30 < R_p/RI < 60$	Limo sabbioso e sabbia limosa
$R_p/RI > 60$	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 litostратigrafica della prova penetrometrica eseguita, illustrati nell'allegato n. 1, si può riassumere quanto segue:

- al di sotto del primo strato di terreno vegetale (spessore circa 0.80 m), la prova penetrometrica CPT eseguita ha rilevato la presenza di un primo strato di **argilla limosa a medio - scarsa consistenza** ($0.49 \text{ MPa} < R_p < 1.86 \text{ MPa}$) fino alla profondità di - 7.60 m da p.c., con presenza di livelli limo-sabbiosi alle quote di - 3.40 m da p.c., -4.60 m da p.c. e -5.40 m da p.c.. Seguono, fino a - 11.60 m da p.c., **terreni argilloso limosi mediamente consistenti** ($1.18 \text{ MPa} < R_p < 1.86 \text{ MPa}$) e poi un livello **argilla limosa ad elevata consistenza** ($2.84 \text{ MPa} < R_p < 4.80 \text{ MPa}$) approfondito fino alla massima quota indagata dalla prova CPT, ovvero - 15.20 m da p.c.;
- Per quanto riguarda il grado di consolidazione dei materiali coesivi, è stata rinvenuta la presenza di terreni sovraconsolidati **SC** (con $\text{OCR} > 4$) lungo tutta la verticale di prova;
- Al termine della prova penetrometrica è stata eseguita la misura del livello piezometrico all'interno del foro di sondaggio, mediante un freatimetro elettroacustico; il livello piezometrico è risultato pari a $D_w = - 0.70 \text{ m}$ da p.c..

3 RELAZIONE GEOTECNICA

3.1 INDAGINI GEOTECNICHE

In relazione alla litologia presente nell'area, sono state eseguite le seguenti indagini geotecniche:

- ***n. 1 prova penetrometrica statica CPT, eseguita in data 16/05/2013;***
- ***n. 2 indagini sismiche MASW, eseguite in data 14/05/2013;***
- ***n. 1 indagine sismica passiva HVSR, eseguita in data 14/05/2013.***

L'ubicazione delle indagini geotecniche è illustrata nella **tav. n. 5**, riportata in allegato, mentre i diagrammi della prova penetrometrica CPT, dotati d'interpretazione geotecnica, sono presenti nell'**allegato n. 1** e le indagini geofisiche MASW e HVSR sono presenti rispettivamente negli **allegati n. 3 e n. 4**.

3.2 MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Il modello geotecnico è finalizzato a fornire tutti i dati geotecnici necessari per un futuro intervento. 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:

Strato	Profondità	falda	Litotipo	Parametri geotecnici	
1	0.0 – 4.60 m da p.c.	-0.70 m da p.c.	Argilla o argilla limosa a medio scarsa consistenza	γ	1800 kg/cm ³ ≈ 18.00 kN/m ³
				γ'	2100 kg/cm ³ ≈ 21.00 kN/m ³
				C_{uk}	0.40 kg/cm ² ≈ 40.0 kN/m ²
				C'_k	0.04 kg/cm ² ≈ 4.0 kN/m ²
				M_0	35.0 kg/cm ² ≈ 3500 kN/m ²
				E_s	56.0 kg/cm ² ≈ 5600 kN/m ²
				ϕ_k	21°
				v	0.40
2	4.60 – 5.20 m da p.c.		Sabbia o sabbia limosa poco addensata	γ	1850 kg/cm ³ ≈ 18.50 kN/m ³
				γ'	2150 kg/cm ³ ≈ 21.50 kN/m ³
				$Dr^{0\%}$	30
				E_s	50.0 kg/cm ² ≈ 5000 kN/m ²
				ϕ_k	27°
				v	0.35
3	5.20 – 7.80 m da p.c.		Argilla o argilla limosa poco consistente	γ	1800 kg/cm ³ ≈ 18.00 kN/m ³
				γ'	2100 kg/cm ³ ≈ 21.00 kN/m ³
				C_{uk}	0.40 kg/cm ² ≈ 40.0 kN/m ²
				C'_k	0.04 kg/cm ² ≈ 4.0 kN/m ²
				M_0	40.0 kg/cm ² ≈ 4000 kN/m ²
				E_s	56.0 kg/cm ² ≈ 5600 kN/m ²
				ϕ_k	23°
				v	0.50
4	7.80 – 11.80 m da p.c.		Argilla o argilla limosa mediamente consistente	γ	1900 kg/cm ³ ≈ 19.00 kN/m ³
				γ'	2200 kg/cm ³ ≈ 22.00 kN/m ³
				C_{uk}	0.60 kg/cm ² ≈ 60.0 kN/m ²
				C'_k	0.06 kg/cm ² ≈ 6.0 kN/m ²
				M_0	45.0 kg/cm ² ≈ 4500 kN/m ²
				E_s	84.0 kg/cm ² ≈ 8400 kN/m ²
				ϕ_k	23°
				v	0.40
5	Da 11.80 m da p.c.		Argilla o argilla limosa consistente	γ	1950 kg/cm ³ ≈ 19.50 kN/m ³
				γ'	2250 kg/cm ³ ≈ 22.50 kN/m ³
				C_{uk}	1.20 kg/cm ² ≈ 120.0 kN/m ²
				C'_k	0.12 kg/cm ² ≈ 12.0 kN/m ²
				M_0	110.0 kg/cm ² ≈ 11000 kN/m ²
				E_s	168.0 kg/cm ² ≈ 16800 kN/m ²
				ϕ_k	25°
				v	0.30
Legenda			γ =	peso specifico terreno naturale	
			γ' =	peso specifico terreno saturo	
			C_{uk} =	coesione non drenata caratteristica	
			C'_k =	coesione efficace caratteristica	
			Dr =	densità relativa	
			M_0 =	modulo di deformazione edometrico	
			E_s =	modulo elastico	
ϕ_k =	angolo d'attrito caratteristico				

3.3 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione dell'indagine geognostica eseguita in sito, al fine di verificare la sola capacità portante del terreno si sono ipotizzate, per il fabbricato oggetto di studio, fondazioni esistenti superficiali dirette nastriformi in c.a., approfondite alla quota di **D = - 1.00 m da p.c.** La tipologia di fondazioni è stata ipotizzata, in quanto non si prevede di attuare interventi strutturali sulle fondazioni esistenti del fabbricato oggetto di studio. 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 sono riassunti nella seguente tabella:

- larghezza della base	B = 1.00 m
- lunghezza della fondazione	B ^l = 5.00 m
- profondità della quota di imposta	D = 1.00 m da p.c.
- peso specifico terreno naturale sopra falda	$\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3 \approx 18.00 \text{ kN/m}^3$
- peso specifico terreno saturo	$\gamma' = 2100 \text{ kg/m}^3 \approx 21.00 \text{ kN/m}^3$
- coesione non drenata caratteristica	$C_{uk} = 0.40 \text{ kg/cm}^2 \approx 40.0 \text{ kN/m}^2$
- coesione efficace caratteristica	$C'_k = 0.04 \text{ kg/cm}^2 \approx 4.0 \text{ kN/m}^2$
- angolo d'attrito caratteristico	$\varphi_k = 21^\circ$
- coefficiente di Poisson	$\nu = 0.40$
- modulo di deformazione edometrico	$M_o = 35.0 \text{ kg/cm}^2 \approx 3500 \text{ kN/m}^2$
- modulo elastico	$E_s = 56.0 \text{ kg/cm}^2 \approx 5600 \text{ kN/m}^2$
- profondità falda freatica	D = - 0.70 m da p.c.
- pendenza del terreno	$\beta = \sim 0^\circ$
- classe di sismicità	Cs = 3

I calcoli delle pressioni ammissibili sono stati eseguiti utilizzando l'equazione di **Terzaghi** per **fondazioni superficiali dirette nastriformi in c.a.** con la condizione a breve termine dove **Cu \neq 0** e **$\varphi = 0$** .

Considerando, inoltre, un fattore di sicurezza **Fs = 3** si ottengono i seguenti risultati:

Pressione ammissibile Q_{amm} (Verifica a breve termine Cu \neq 0 e $\varphi = 0$)		
Quota di imposta	Pressione limite	Pressione ammissibile
- 1.00 m da p.c.	2.40 kg/cm ² \approx 240 kN/m ²	0.80 Kg/cm ² \approx 80.0 kN/m ²

3.4 VERIFICA DEI CEDIMENTI

È stato eseguito il calcolo della distribuzione delle tensioni indotte al terreno di fondazione 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 dell'indagine eseguita in sito. Per il fabbricato in esame è stato considerato un incremento netto di carico sul terreno pari a $\Delta p = 0.80 \text{ Kg/cm}^2 \approx 80 \text{ kN/m}^2$. Tutto ciò premesso, utilizzando il *metodo di calcolo di Streibrenner* per gli strati coesivi sono stati ottenuti i seguenti risultati:

Calcolo dei cedimenti del terreno di fondazione	
Quota di imposta D = - 1.00 m da piano campagna Carico applicato sul terreno $\Delta P = 0.80 \text{ kg/cm}^2 \approx 80 \text{ kN/m}^2$	
<i>Metodo di calcolo dei cedimenti degli strati coesivi Steinbrenner</i>	
Cedimento della fondazione	S = 1.85 cm
Cedimento totale degli strati coesivi	S = 1.85 cm
Cedimento totale terreno di fondazione	S = 1.85 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 le dimensioni della fondazione. Utilizzando la Formula di Bowles (1974):

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

dove $F_c = 2.54/\text{cedimento della fondazione (in cm)}$ e considerando il cedimento di riferimento ed il carico applicato al terreno di fondazione ottenuti dalle verifiche geotecniche eseguite, illustrate nell'**allegato n. 2**, si ottiene il seguente valore di costante di Winkler :

Modulo di sottofondo		
<i>Cedimento di riferimento</i>	<i>Carico applicato sul terreno</i>	<i>Costante di Winkler</i>
S = 1.85 cm	$\Delta P = 0.80 \text{ kg/cm}^2 \approx 80 \text{ kN/m}^2$	$1.32 \text{ kg/cm}^3 \approx 13200 \text{ kN/m}^3$

4 CLASSIFICAZIONE e CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO (CALCOLO DEGLI SLU)

4.1 SISMICITÀ DELL'AREA

In base alla normativa riguardante la situazione sismica del territorio, il Comune di Medolla, ricade in **categoria III**.

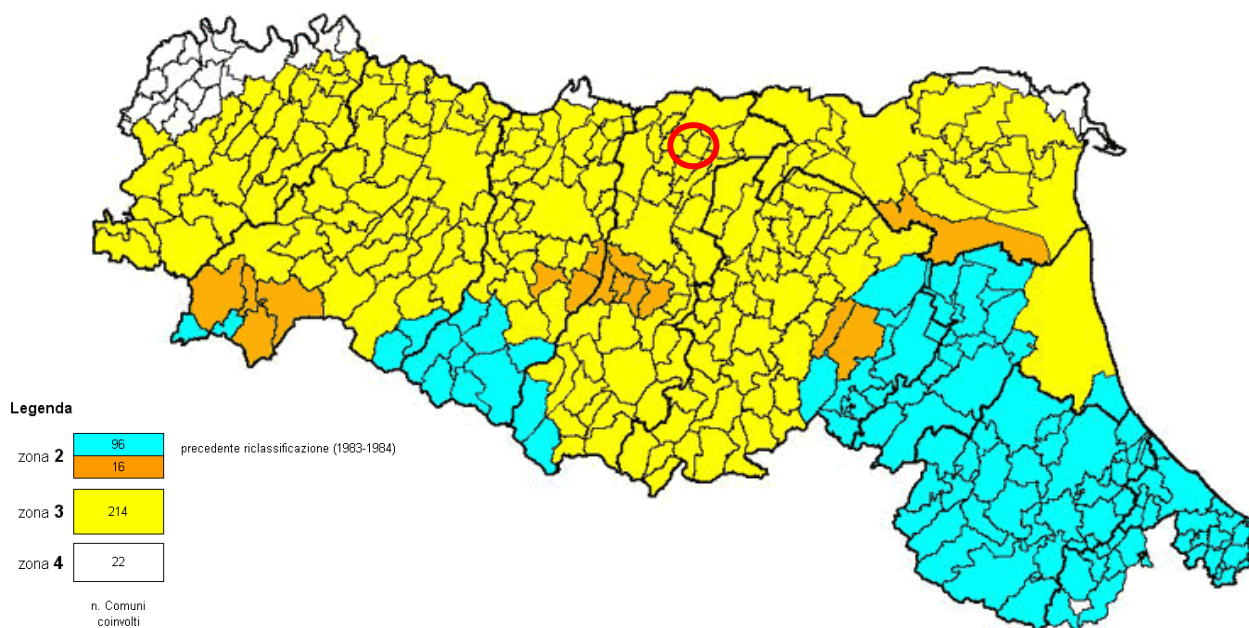


Fig. 4.1: Classificazione sismica vigente dei comuni della regione Emilia-Romagna
Il cerchio rosso individua il Comune di Medolla

Sulla base della nuova normativa sismica per gli edifici (**D.M. 14 Gennaio 2008**), secondo l'indagine geofisica eseguita in sito si classifica il terreno di fondazione interessato, come appartenente alla **categoria C**, corrispondente a *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine di media consistenza con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u30} < 250$ KPa nei terreni a grana fine).*

Sulla base dei contenuti del **D.M. 14/01/2008** "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 712 anni. Per l'area in oggetto, identificata dalle seguenti coordinate geografiche (ED50): Latitudine: 44,849705°, Longitudine 11,071597°, tale parametro è risultato pari ad **$a_{g \text{ attesa}} = 0.177_g$** .

Determinazione dei parametri sismici

(1)* Coordinate WGS84
 Lat. Long.

(1)* Coordinate ED50
 Lat. Long.

Classe dell'edificio
 Cu = 1.5

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

Interpolazione

Stato Limite	Tr [anni]	ag [g]	Fo	Tc [s]
Operatività (SLO)	45	0,048	2,509	0,264
Danno (SLD)	75	0,062	2,494	0,275
Salvaguardia vita (SLV)	712	0,177	2,558	0,273
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0,236	2,492	0,282
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

Tabella dei parametri sismici desunti dal programma GEOSTRU

Poiché tale valore di accelerazione sismica orizzontale a_g si riferisce al *bedrock*, per definire il valore di a_g in superficie si calcola inizialmente il fattore stratigrafico S_s caratteristico dell'area secondo il NTC 2008 D.M. 14/01/2008 da cui, essendo in classe C si avrà:

$$1,00 \leq S_s = 1,70 - (0,60 \cdot F_o \cdot a_g/g) \leq 1,50 \quad (4.1)$$

dove:

Fo = 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 **2.588**;

ag/g = accelerazione orizzontale del sito, con tempo di ritorno pari a **712 anni**/accelerazione di gravità;

Ss = Coefficiente di amplificazione stratigrafica o fattore stratigrafico, calcolato tramite la relazione (4.1); per il sito oggetto di studio risulta pari a **1.43**.

Successivamente, sulla base delle condizioni topografiche del sito studiato, si ricava il fattore topografico ST 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

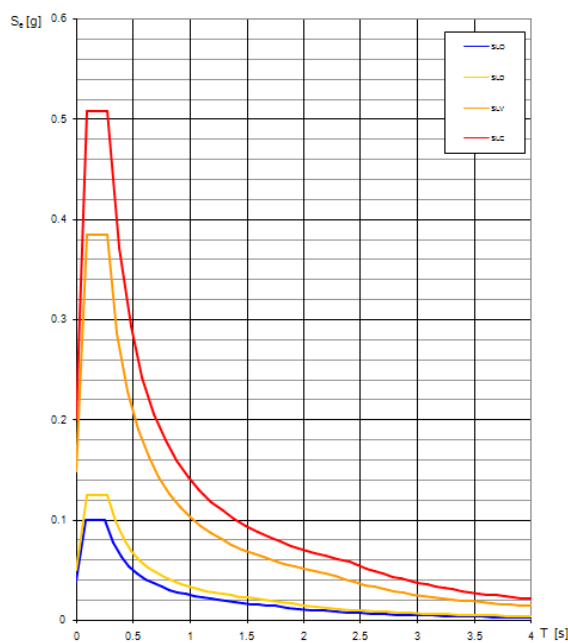
Per l'area studiata, appartenente alla categoria topografica T1, si ottiene un fattore topografico **ST pari a 1.0**.

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

$$A_{max} = S_s \cdot a_g = 1.43 \cdot 0.177 \text{ g} = 0.253 \text{ g}$$

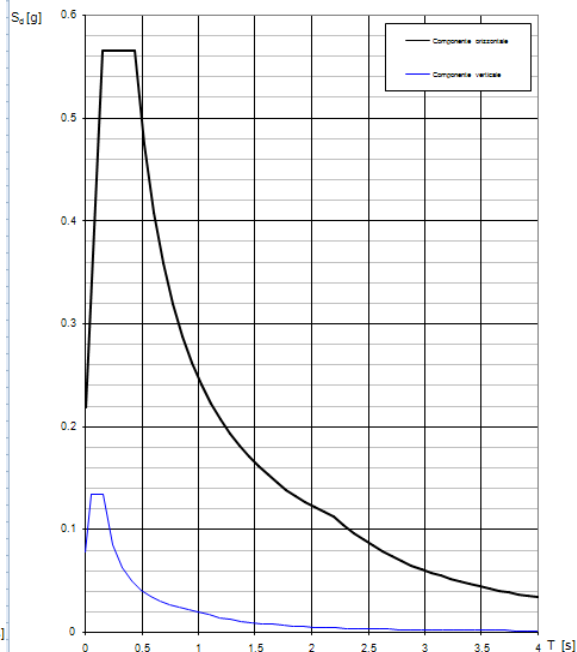
Spettri di risposta del sito in oggetto

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

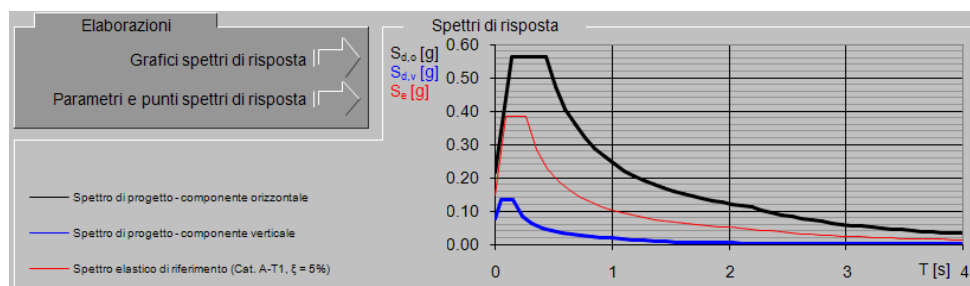


La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limi SLV



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.



4.2 INDAGINI GEOFISICHE

Per la classificazione sismica dell'area in studio sono state eseguite in sito le seguenti indagini geofisiche:

- ***n. 2 indagini sismiche Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW);***
- ***n. 1 indagine sismica passiva Horizontal to Vertical Spectral Ratio (HVSr) – Metodo di Nakamura.***

Negli **Allegati n. 3 e n. 4** si trovano i risultati dell'indagine sismica a rifrazione con tecnica **MASW** e i grafici relativi ai risultati ottenuti dall'elaborazione dell'indagine sismica passiva eseguita con tecnica **HVSr**.

4.2.1 Indagine sismica con metodo MASW

Per potere classificare con precisione l'area da un punto di vista sismico, è stata eseguita in sito n. 2 indagini sismiche con metodo MASW; i 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 (es. 10.00 m da geofono 1 e 5.00 m da geofono 1) mediante grave da 8,0 kg di massa.

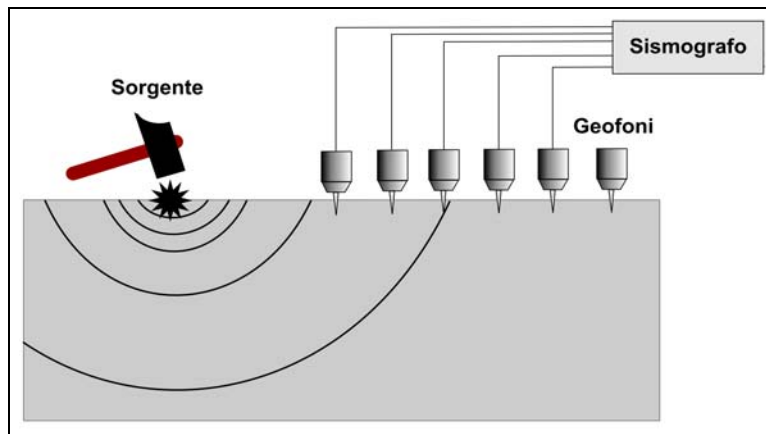


Fig. 4.2.2.1: Schema di Array lineare e punto energizzante.



Fig. 4.2.2.2: Immagine rappresentativa dello stendimento sismico MASW n. 1.

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 eseguita 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 del **D.M. 14/01/2008**, è risultato pari a:

MASW n. 1	Vs30 = 221 m/s	Categoria C
MASW n. 2	Vs30 = 208 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 Indagine sismica 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**.
- 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.

Sulla base dei dati ottenuti dall'elaborazione dell' indagine sismica HVSr non è stato riscontrato alcun picco di frequenza caratteristico per il sito in studio .

4.3 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE - VERIFICA DELLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU) – PAR.6.4 DM 14/01/08

In relazione a quanto esposto nel D.M. 14 Gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", si procede alla verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU).

Nelle verifiche agli stati limite si distinguono:

- EQU: stato limite di equilibrio come corpo rigido;
- STR: stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
- GEO: stato limite di resistenza del terreno.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

Dove: Ed = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni;

Rd = valore di progetto della resistenza del terreno.

Per quanto riguarda le azioni, i relativi coefficienti parziali γ_F sono indicati nella seguente tabella:

CARICHI	EFFETTO	Coeff. Parziale γ_F (o γ_{Fi})	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

Tab. n. 4.3.1: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

Nella **Tab. n. 4.3.1** il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} = coefficiente parziale del peso proprio della struttura;

γ_{G2} = coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_{Qi} = coefficiente parziale delle azioni variabili.

Si precisa che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

La resistenza R_d del terreno può essere determinata:

- 1) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella seguente tabella e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R relativi al particolare tipo di opera:

Parametro cui applicare il coefficiente parziale		Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Descrizione	Simbolo			
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00

Tabella 4.3.2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

- 2) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati delle prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi al particolare tipo di opera;
- 3) sulla base di misure dirette effettuate su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi al particolare tipo di opera.

Si precisa che per le rocce ed i materiali lapidei, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale q_u , deve essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{qu} = 1,6$.

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

La verifica nei confronti degli stati limite ultimi viene effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- a) SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - Collasso per scorrimento sul piano di posa;
 - Stabilità globale.
- b) SLU di tipo strutturale (STR):
 - Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.
 - Stabilità globale, utilizzando la combinazione "2" (A2+M2+R2) e tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali per le azioni, per i parametri geotecnici e per le resistenze globali
- c) Le rimanenti verifiche devono essere effettuate seguendo almeno uno dei seguenti approcci (ed utilizzando i valori dei coefficienti parziali):

- **Approccio 1:** Combinazione 1 (A1+M1+R1)
Combinazione 2 (A2+M2+R2)
- **Approccio 2:** Combinazione (A1+M1+R3)

VERIFICA	COEFF.PARZIALE (R1)	COEFF.PARZIALE (R2)	COEFF.PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 4.3.3 : Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Nel nostro caso specifico, per quanto riguarda le **opere di fondazione del tipo platea in c.a.**, nelle verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi è stato calcolato l' **SLU sia a lungo termine che a breve termine** per i fabbricati in studio, utilizzando i seguenti approcci di calcolo:

1) Approccio 1 - combinazione 2 (A2 + M2 + R2);

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

L'**approccio 1** prevede due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti, la prima combinazione (**A1 + M1 + R1**) è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione (**A2 + M2 + R2**), da Noi utilizzata, è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Il secondo approccio progettuale **Approccio 2**, sempre da Noi utilizzato, prevede un'unica combinazione di gruppi di coefficienti (**A1 + M1 + R3**) da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Utilizzando quindi **l'Approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2)** lo stato limite ultimo nel caso in esame, ottenuto in condizioni "non drenate" dove **$C_u \neq 0$ e $\phi = 0$** , applicando il coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata, secondo la seguente relazione **$C_{ud} = C_{uk} / 1.4$** , dove **C_{ud} = coesione non drenata di progetto** e **C_{uk} = coesione non drenata caratteristica**, e utilizzando il fattore di portanza **$N_c = 5.71$** , come esposto in allegato n. 2, sarà pari a:

Carico limite ultimo SLU - Breve Termine – Condizioni non drenate

Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU / 1.8
- 1.00 m da p.c.	1.00 m x 5.00 m	0.99 kg/cm ² \approx 99 kN/m ²

Utilizzando sempre **l'Approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2)** si è calcolato lo stato limite ultimo, in condizioni "drenate", considerando un angolo di attrito caratteristico del valore $\varphi'_k = 21^\circ$ ed una coesione efficace caratteristica $c_k = 0.04 \text{ Kg/cm}^2$. Applicando il coefficiente di riduzione parziale per la tangente dell'angolo di attrito secondo la relazione: $\text{tg } \varphi'_d = \text{tg } \varphi'_k / 1.25$ (φ'_d = angolo d'attrito di progetto) ne deriva il seguente valore ridotto: $\varphi'_d \approx 17^\circ$. La coesione efficace di progetto è stata calcolata secondo la relazione $c_d = c_k / 1.25$, ed ha fornito un valore $c_d \approx 0.032 \text{ Kg/cm}^2$. Quindi si ottiene uno stato limite ultimo pari a:

Carico limite ultimo SLU - Lungo Termine – Condizioni drenate

Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU / 1.8
- 1.00 m da p.c.	1.00 m x 5.00 m	0.79 kg/cm ² \approx 79 kN/m ²

Utilizzando invece **l'Approccio 2, combinazione (A1+M1+R3)** il carico limite ultimo nel caso in esame, ottenuto 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 e utilizzando il fattore di portanza $N_c = 5.71$ sarà pari a:

Carico limite ultimo SLU - Breve Termine – Condizioni non drenate

Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU / 2.3
- 1.00 m da p.c.	1.00 m x 5.00 m	1.06 kg/cm ² \approx 106 kN/m ²

Per quanto riguarda il carico limite ultimo in condizioni "drenate", sempre seguendo **l'Approccio 2, combinazione (A1+M1+R3)**, è stato considerato un angolo di attrito caratteristico del valore $\varphi'_k = 21^\circ$ ed una coesione efficace caratteristica $c_k = 0.04 \text{ Kg/cm}^2$.

Essendo i coefficienti parziali di riduzione dei parametri geotecnici uguali a $\gamma_M = 1.0$, si ottengono i seguenti valori di progetto: $\varphi'_d = 21^\circ$, $c_d = 0.04 \text{ Kg/cm}^2$.

Quindi si ottiene uno stato limite ultimo pari a:

Carico limite ultimo SLU - Lungo Termine – Condizioni drenate

Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU / 2.3
- 1.00 m da p.c.	1.00 m x 5.00 m	0.98 kg/cm ² ≈ 98 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 mobilabile 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 un valore di **$IL = 1.0$** , indice di un **rischio di liquefazione "basso"** (**Allegato n. 5**), considerando una magnitudo di riferimento **$M = 6$** , una accelerazione massima al suolo **$A_{max} = 0.253g$** (**secondo D.M. 14/01/2008**) e considerando la soggiacenza della falda freatica alla profondità di **$D_w = - 0.70$ m da p.c.** secondo quanto rilevato durante l'indagine geognostica.

5 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La presente relazione riguarda lo studio geologico, geotecnico e sismico relativo alla determinazione delle caratteristiche del terreno di fondazione su cui sorge un fabbricato sede del "Teatro Facchini", sito in Piazza del Popolo, nel Comune di Medolla (MO).

La presente relazione è stata redatta ai sensi *del D.M. 14 Gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni"*.

Per il calcolo della capacità portante del terreno di fondazione sono state *ipotizzate* delle **fondazioni esistenti dirette superficiali nastriformi in c.a.** approfondite alla quota **$D = - 1.00$ m** dal p.c..

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica eseguita e considerando la tipologia di fondazione sopracitata è stata ottenuta una pressione ammissibile sul terreno pari a **$Q_{amm} = 0.80 \text{ Kg/cm}^2 \approx 80 \text{ KN/m}^2$** , calcolata alle **Tensioni Ammissibili**.

Tali dati sono stati ricavati utilizzando un fattore di sicurezza **$F_s = 3$** imposto dal D.M. 11/03/1988 per fondazioni superficiali.

I cedimenti per consolidazione primari e secondari del terreno di fondazione sono risultati modesti e ammissibili per il fabbricato in oggetto. Inoltre tali cedimenti sono da considerarsi già avvenuti in quanto il fabbricato insiste sull'area da diversi anni, infatti i calcoli sopra riportati si riferiscono ad un terreno vergine mai precaricato.

In relazione a quanto esposto nel Testo Unico Nuove Norme Tecniche per le costruzioni in zona sismica redatto dal Ministero delle infrastrutture e dei trasporti edito nel Gennaio 2008 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 lungo termine che a breve termine**, utilizzando i seguenti approcci di calcolo:

a) Approccio 1, combinazione 2 (A2 + M2 + R2);

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

I risultati sono visibili nel paragrafo 4.3.

Si riassumono nella seguente tabella i valori di portanza del terreno di fondazione sia calcolati alle tensioni ammissibili TA che agli stati limite ultimi SLU.

FONDAZIONI SUPERFICIALI DIRETTE NASTRIFORMI

T.A. F.S. = 3	SLU - APPROCCIO 1 (A2 + M2 + R2) – F.S.= 1.8		SLU - APPROCCIO 2 (A1 + M1 + R3) - F.S.= 2.3	
	Condizioni non drenate	Condizioni drenate	Condizioni non drenate	Condizioni drenate
0.80 Kg/cm ² ≈ 80 kN/m ²	0.99 kg/cm ² ≈ 99 kN/m ²	0.79kg/cm ² ≈ 79 kN/m ²	1.06 kg/cm ² ≈ 106 kN/m ²	0.98 kg/cm ² ≈ 98 kN/m ²

In base alla nuova classificazione sismica, redatta al fine di definire un sistema normativo per la progettazione antisismica e acquisire dei criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale, il Comune di Medolla ricade in **classe 3**.

Sulla base dei risultati ottenuti dalle indagini sismiche **MASW** eseguite in corrispondenza dell'area di studio, è stato fornito il seguente valore:

MASW n. 1	Vs30 = 221 m/s	Categoria C
MASW n. 2	Vs30 = 208 m/s	

E' stata inoltre eseguita in sito un'indagine sismica passiva **HVSR** (Horizontal to Vertical Spectral Ratio – Metodo di Nakamura), finalizzata all'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di sito. **Sulla base dei dati ottenuti dall'elaborazione dell'indagine sismica HVSR non è stato riscontrato alcun picco di frequenza caratteristico per il sito.**

Secondo la classificazione del suolo della nuova normativa sismica per gli edifici (**D.M. 14 Gennaio 2008**) si classifica il terreno di fondazione dei fabbricati in esame come appartenente alla **categoria C**, corrispondente a *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine di media consistenza con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u30} < 250$ KPa nei terreni a grana fine).*

Ora, sulla base dei contenuti del **D.M. 14/01/2008** "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 712 anni. Per l'area in oggetto, identificata dalle seguenti coordinate geografiche (ED50): Latitudine: 44,849705°, Longitudine 11,071597°, tale parametro è risultato pari ad **$a_{g\text{ attesa}} = 0.177g$** .

Tale valore si riferisce al bedrock; dopo gli opportuni calcoli, si ottiene il seguente valore **$A_{max} = 0.253g$** .

La verifica alla liquefazione, eseguita secondo il metodo di **Robertson e Wride** ha fornito valore di "indice di liquefacibilità" **IL = 1.0** segno di un **rischio di liquefazione "basso"**.

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

Modena, 29 Maggio 2013

Dott. Geol. Pier Luigi Dallari



GEO GROUP s.r.l.

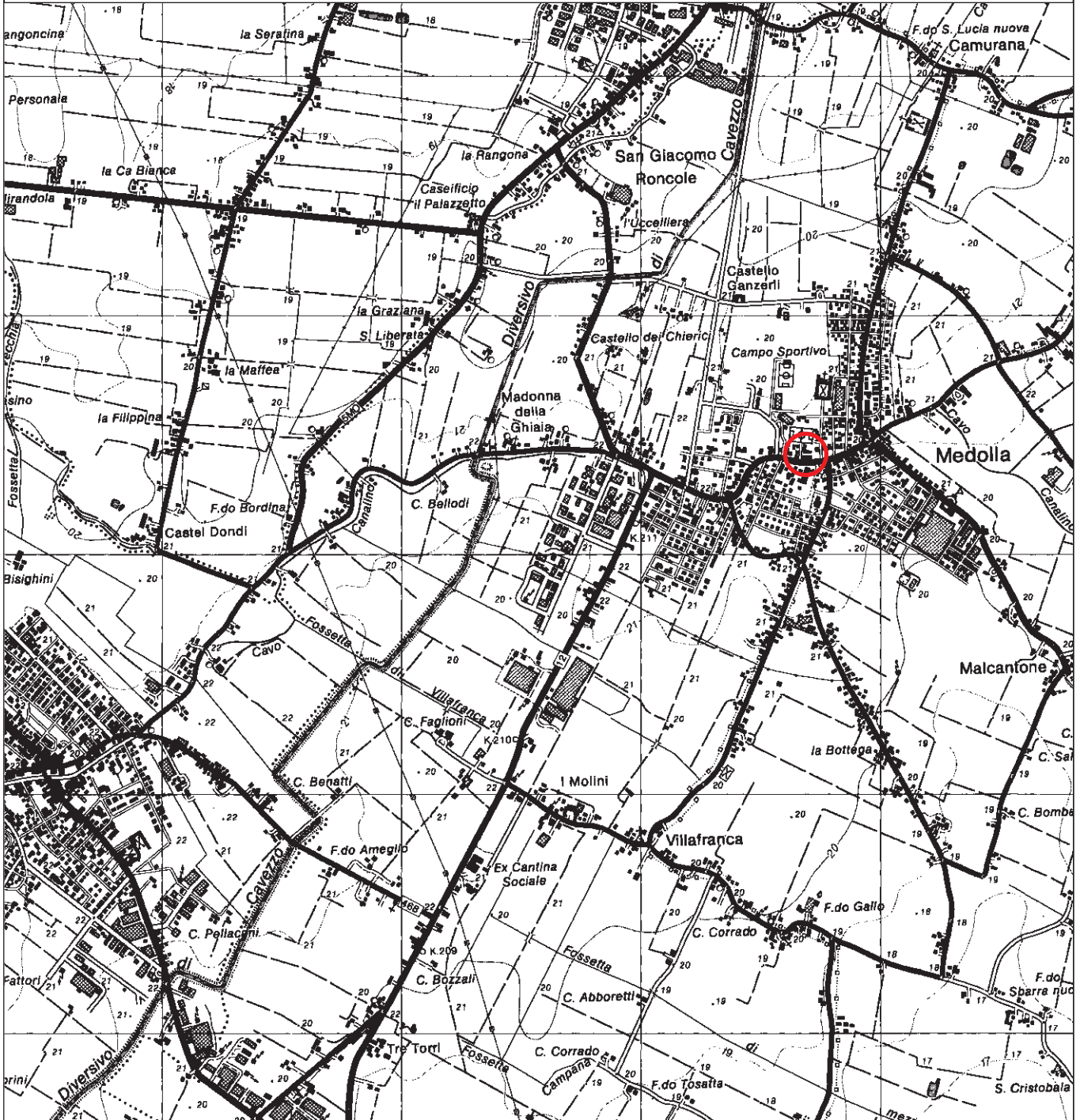
Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

Tavole

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5332019- E-mail: geo.group@libero.it

TAV. CTR N° 184 SO-MIRANDOLA



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. 059/5332019- E-mail: geo.group@libero.it

Sezioni CTR n° 184130 e n° 184090



Tav. n. 2 "Carta Topografica"

Scala 1: 10000



Legenda



Area di interesse

GEO GROUP s.r.l.

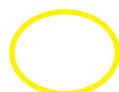
Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5332019- E-mail: geo.group@libero.it



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

(tratta da “Bing Maps”)

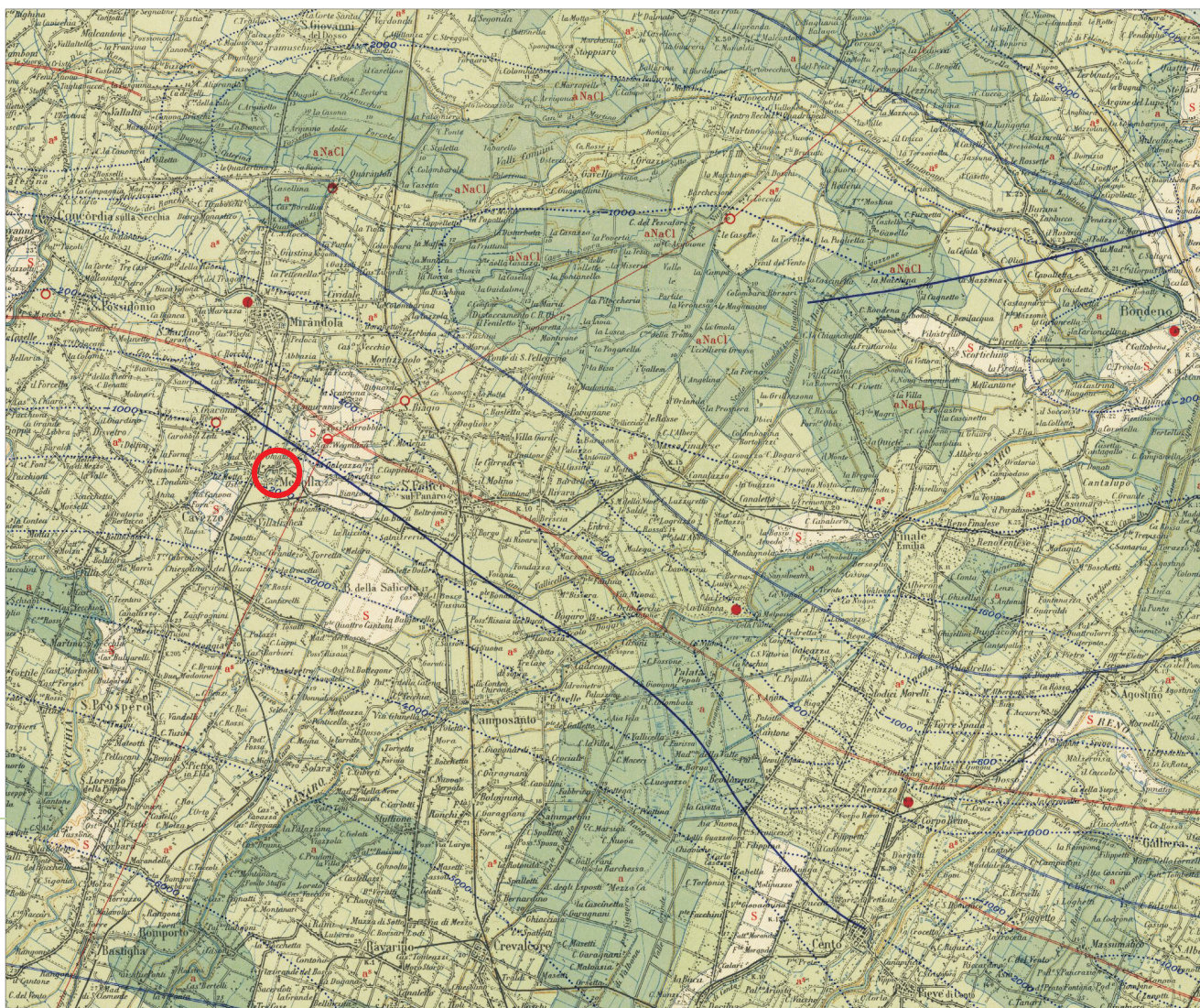
Scala grafica



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. 059/5332019- E-mail: geo.group@libero.it



Tav. n. 4 "Carta della litologia di superficie"

Scala 1: 100000

Legenda

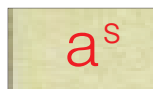


Area di interesse

Litologia di superficie



S-Sabbie e terreni prevalentemente sabbiosi



a^s-argille sabbiose e sabbie argillose



a-argille e terreni prevalentemente argillosi

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5332019- E-mail: geo.group@libero.it



Tav. n.5 “Ubicazione indagini eseguite”

Scala grafica



Prova penetrometrica statica CPT



Indagine sismica passiva HVSr



Indagine sismica a rifrazione 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: $F = (qc / fs)$

Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977

Valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

$F = qc / fs$	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 qc e di $FR = (fs / qc) \%$:

- 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

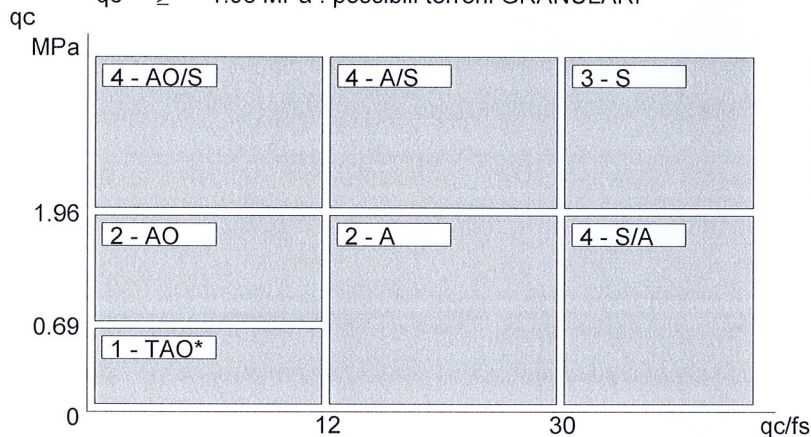
Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

- $1/3 \pm 1/2$ 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 qc/fs (Begemann 1965 - A.G.I. 1977) prevedendo altresì la possibilità di casi dubbi :

$qc \leq 1.96 \text{ MPa}$: possibili terreni COESIVI anche se $(qc/fs) > 30$
 $qc \geq 1.96 \text{ MPa}$: possibili terreni GRANULARI anche se $(qc/fs) < 30$



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' - qc - 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 - qc]
- 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' - qc]
 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 - qc - 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 - qc - σ'_{vo}]
 ϕ'_{Ca} - Caquot (1948) ϕ'_{Ko} - Koppejan (1948)
 ϕ'_{DB} - De Beer (1965) ϕ'_{Sc} - Schmertmann (1978)
 ϕ'_{DM} - Durgunoglu & Mitchell (1975) (sabbie N.C.) 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

referimento

189-2013

certificato n°

4320

Committente: **Studio tecnico**
Cantiere: **Studio terreno di fondazione**
Località: **Medolla, Piazza Del Popolo**

U.M.: **MPa** Data eseg.: **16/05/2013**
Pagina: **1/4** Data certificato: **17/05/2013**
Elaborato: Falda: **-0.70 m** da p.c.

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	33.00	0		15.20	30.00	59.00		2.94			
0.40	15.00	20.00		1.47	133.00	11	8.9								
0.60	40.00	60.00		3.92	100.00	40	2.5								
0.80	30.00	45.00		2.94	187.00	16	6.2								
1.00	12.00	40.00		1.18	80.00	15	6.7								
1.20	7.00	19.00		0.69	33.00	21	4.7								
1.40	6.00	11.00		0.59	27.00	22	4.5								
1.60	6.00	10.00		0.59	20.00	30	3.3								
1.80	7.00	10.00		0.69	47.00	15	6.7								
2.00	9.00	16.00		0.88	27.00	33	3.0								
2.20	8.00	12.00		0.78	40.00	20	5.0								
2.40	9.00	15.00		0.88	40.00	23	4.4								
2.60	7.00	13.00		0.69	27.00	26	3.9								
2.80	7.00	11.00		0.69	60.00	12	8.6								
3.00	12.00	21.00		1.18	47.00	26	3.9								
3.20	8.00	15.00		0.78	27.00	30	3.4								
3.40	9.00	13.00		0.88	27.00	33	3.0								
3.60	13.00	17.00		1.27	73.00	18	5.6								
3.80	11.00	22.00		1.08	80.00	14	7.3								
4.00	11.00	23.00		1.08	40.00	28	3.6								
4.20	8.00	14.00		0.78	47.00	17	5.9								
4.40	7.00	14.00		0.69	40.00	18	5.7								
4.60	19.00	25.00		1.86	47.00	40	2.5								
4.80	16.00	23.00		1.57	33.00	48	2.1								
5.00	9.00	14.00		0.88	40.00	23	4.4								
5.20	5.00	11.00		0.49	40.00	13	8.0								
5.40	13.00	19.00		1.27	33.00	39	2.5								
5.60	6.00	11.00		0.59	53.00	11	8.8								
5.80	12.00	20.00		1.18	40.00	30	3.3								
6.00	9.00	15.00		0.88	53.00	17	5.9								
6.20	7.00	15.00		0.69	40.00	18	5.7								
6.40	7.00	13.00		0.69	40.00	18	5.7								
6.60	8.00	14.00		0.78	40.00	20	5.0								
6.80	12.00	18.00		1.18	67.00	18	5.6								
7.00	11.00	21.00		1.08	53.00	21	4.8								
7.20	9.00	17.00		0.88	47.00	19	5.2								
7.40	10.00	17.00		0.98	67.00	15	6.7								
7.60	11.00	21.00		1.08	60.00	18	5.5								
7.80	12.00	21.00		1.18	67.00	18	5.6								
8.00	13.00	23.00		1.27	67.00	19	5.2								
8.20	8.00	18.00		0.78	53.00	15	6.6								
8.40	12.00	20.00		1.18	67.00	18	5.6								
8.60	13.00	23.00		1.27	73.00	18	5.6								
8.80	14.00	25.00		1.37	80.00	18	5.7								
9.00	14.00	26.00		1.37	93.00	15	6.6								
9.20	14.00	28.00		1.37	93.00	15	6.6								
9.40	17.00	31.00		1.67	93.00	18	5.5								
9.60	15.00	29.00		1.47	93.00	16	6.2								
9.80	12.00	26.00		1.18	53.00	23	4.4								
10.00	18.00	26.00		1.76	60.00	30	3.3								
10.20	12.00	21.00		1.18	33.00	36	2.8								
10.40	8.00	13.00		0.78	40.00	20	5.0								
10.60	12.00	18.00		1.18	60.00	20	5.0								
10.80	17.00	26.00		1.67	73.00	23	4.3								
11.00	19.00	30.00		1.86	60.00	32	3.2								
11.20	14.00	23.00		1.37	47.00	30	3.4								
11.40	11.00	18.00		1.08	73.00	15	6.6								
11.60	17.00	28.00		1.67	80.00	21	4.7								
11.80	29.00	41.00		2.84	180.00	16	6.2								
12.00	31.00	58.00		3.04	200.00	16	6.5								
12.20	37.00	67.00		3.63	227.00	16	6.1								
12.40	45.00	79.00		4.41	253.00	18	5.6								
12.60	45.00	83.00		4.41	220.00	20	4.9								
12.80	45.00	78.00		4.41	207.00	22	4.6								
13.00	42.00	73.00		4.12	120.00	35	2.9								
13.20	36.00	54.00		3.53	167.00	22	4.6								
13.40	31.00	56.00		3.04	113.00	27	3.6								
13.60	46.00	63.00		4.51	233.00	20	5.1								
13.80	39.00	74.00		3.82	260.00	15	6.7								
14.00	39.00	78.00		3.82	207.00	19	5.3								
14.20	40.00	71.00		3.92	253.00	16	6.3								
14.40	49.00	87.00		4.80	260.00	19	5.3								
14.60	36.00	75.00		3.53	207.00	17	5.8								
14.80	45.00	76.00		4.41	193.00	23	4.3								
15.00	34.00	63.00		3.33	193.00	18	5.7								

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

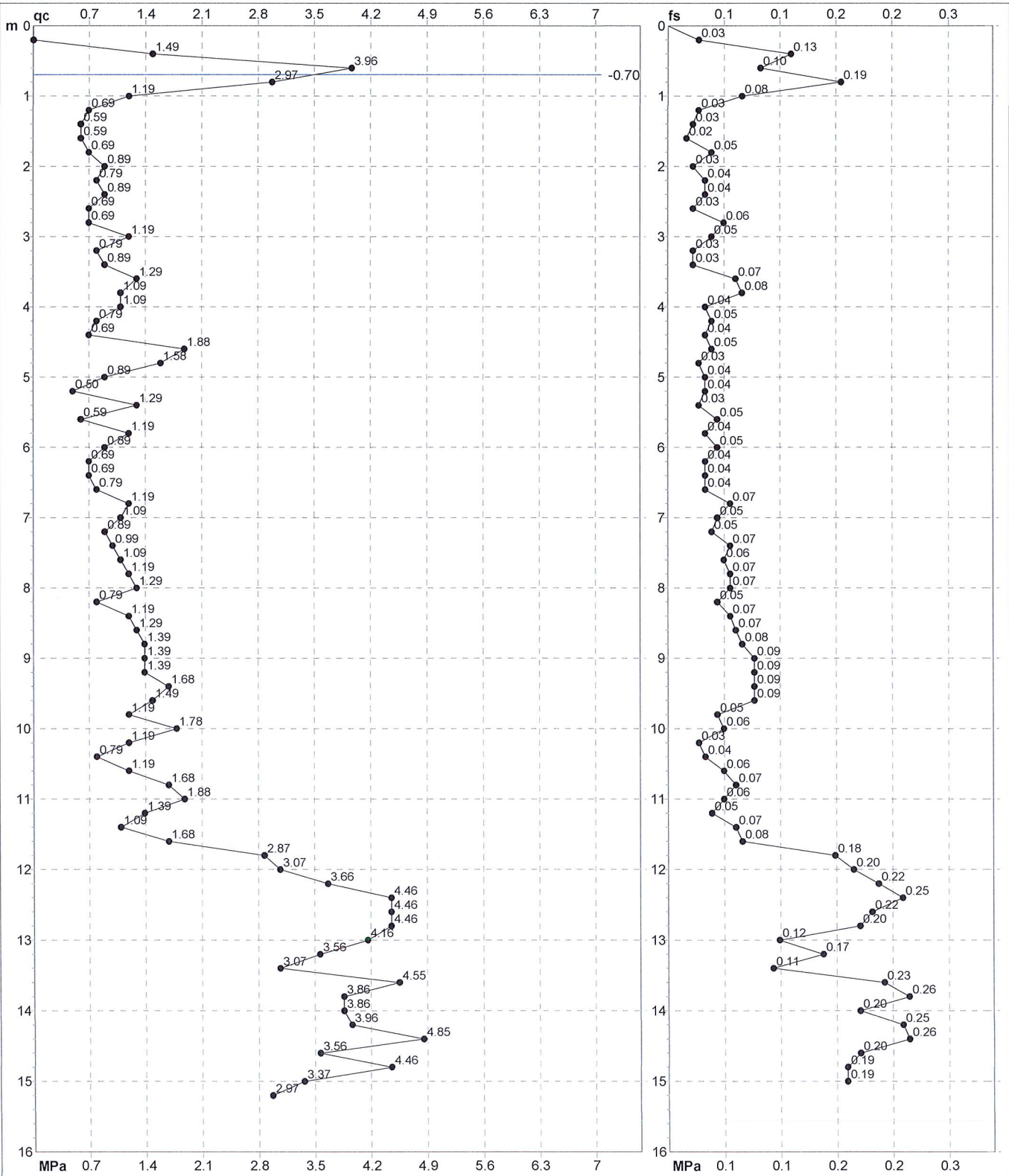
PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

DIAGRAMMI DI RESISTENZA

CPT	1
riferimento	189-2013
certificato n°	4320

Committente: **Studio tecnico**
Cantiere: **Studio terreno di fondazione**
Località: **Medolla, Piazza Del Popolo**

U.M.: **MPa** Data exec.: 16/05/2013
Scala: 1:80
Pagina: 2/4 Data certificato: 17/05/2013
Elaborato: Falda: -0.70 m da p.c.



Penetrometro: Pagani TG63-100
Responsabile:
Assistente:

Preforo: m
Corr.astine: kN/ml
Corr.astine: kN/ml

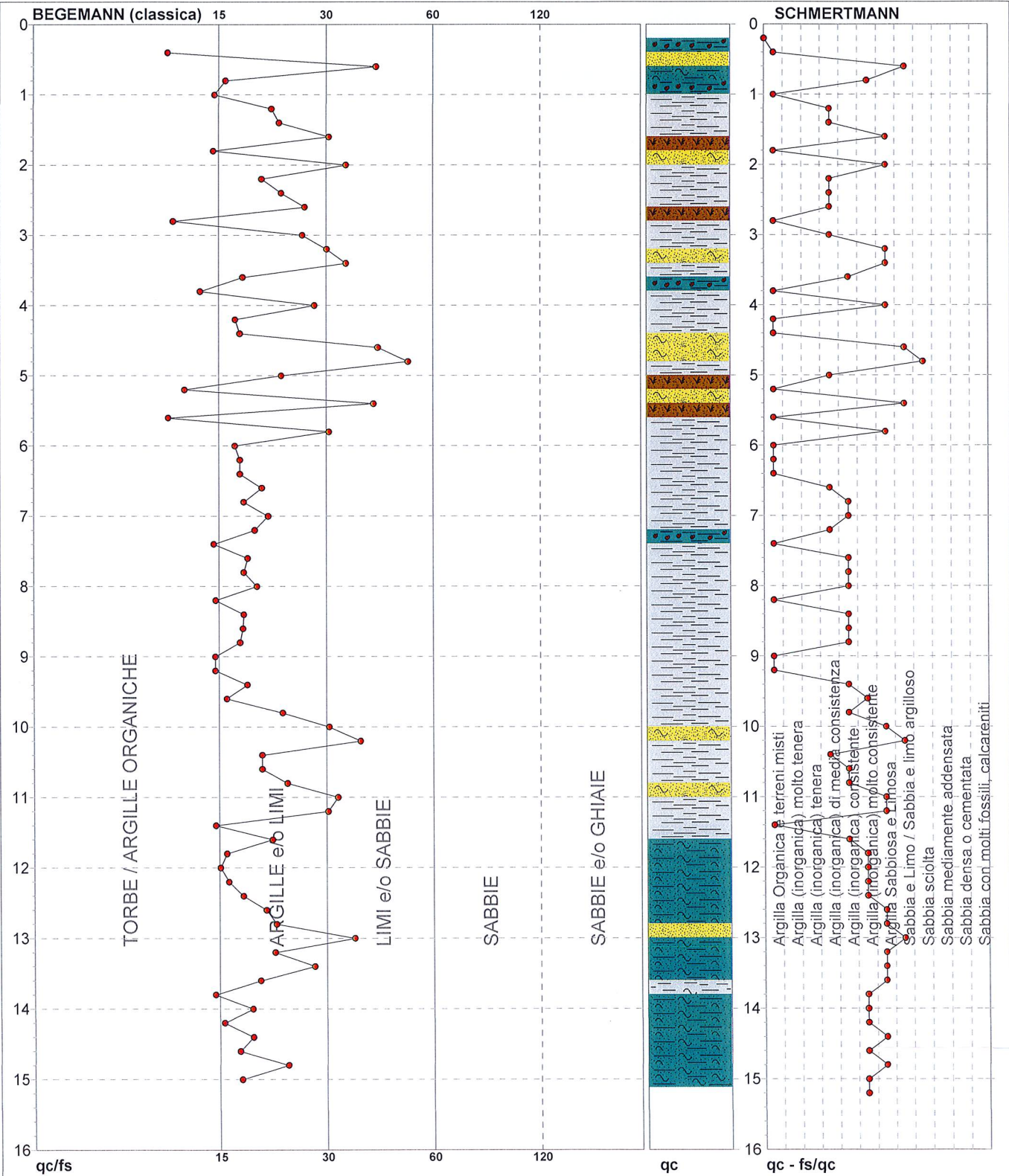
PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

DIAGRAMMI LITOLOGIA

CPT	1
referimento	189-2013
certificato n°	4320

Committente: **Studio tecnico**
 Cantiere: **Studio terreno di fondazione**
 Località: **Medolla, Piazza Del Popolo**

U.M.: **MPa** Data eseg.: **16/05/2013**
 Scala: **1:80**
 Pagina: **3/4** Data certificato: **17/05/2013**
 Elaborato: Falda: **-0.70 m** da p.c.



Torbe / Argille org. :	10 punti, 12.66%	Argilla Organica e terreni misti:	17 punti, 21.52%	Argilla Sabbiosa e Limosa:	16 punti, 20.25%
Argille e/o Limi :	56 punti, 70.89%	Argilla (inorganica) media consist.:	10 punti, 12.66%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo arg.:	5 punti, 6.33%
Limi e/o Sabbie :	9 punti, 11.39%	Argilla (inorganica) consistente:	14 punti, 17.72%	Sabbia sciolta:	1 punti, 1.27%
		Argilla (inorganica) molto consist.:	11 punti, 13.92%		

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

N.1		Committente: MEDOLLA, FIAZZA DEL POPOLO - TEATRO FACCHINI Località: 27/05/2013 Data:				
Falda (m) 0.7		Note:				
Tipologia fondazione: nastriforme						
Legenda: Phi(°)=angolo d'attrito - C(kg/cmq)=coesione - E(kg/cmq)=modulo di deformazione Pv(kg/mc)=peso di volume naturale						
F(m)	H ₂ O	Descrizione	Phi (°)	C (kg/cmq)	E (kg/cmq)	Pv (kg/mc)
0.0						
1.0						
2.0						
3.0						
4.0						
4.6						
5.0						
5.2						
6.0						
7.0						
7.8						
8.0						
9.0						
10.0						
11.0						
11.8						
12.0						
13.0						
14.0						
15.0						
16.0						
17.0						
18.0						
19.0						
20.0						

Argilla o argilla limosa a medio scarsa consistenza.

Sabbia o sabbia limosa poco addensata.

Argilla o argilla limosa poco consistente.

Argilla o argilla limosa mediamente consistente.

Argilla o argilla limosa consistente.

21°
0

27

20°
0

23°
0

25°
0

0.4

0.0

0.4

0.6

1.2

35.0

50.0

40.0

45.0

110.0

1206.5

1150.0

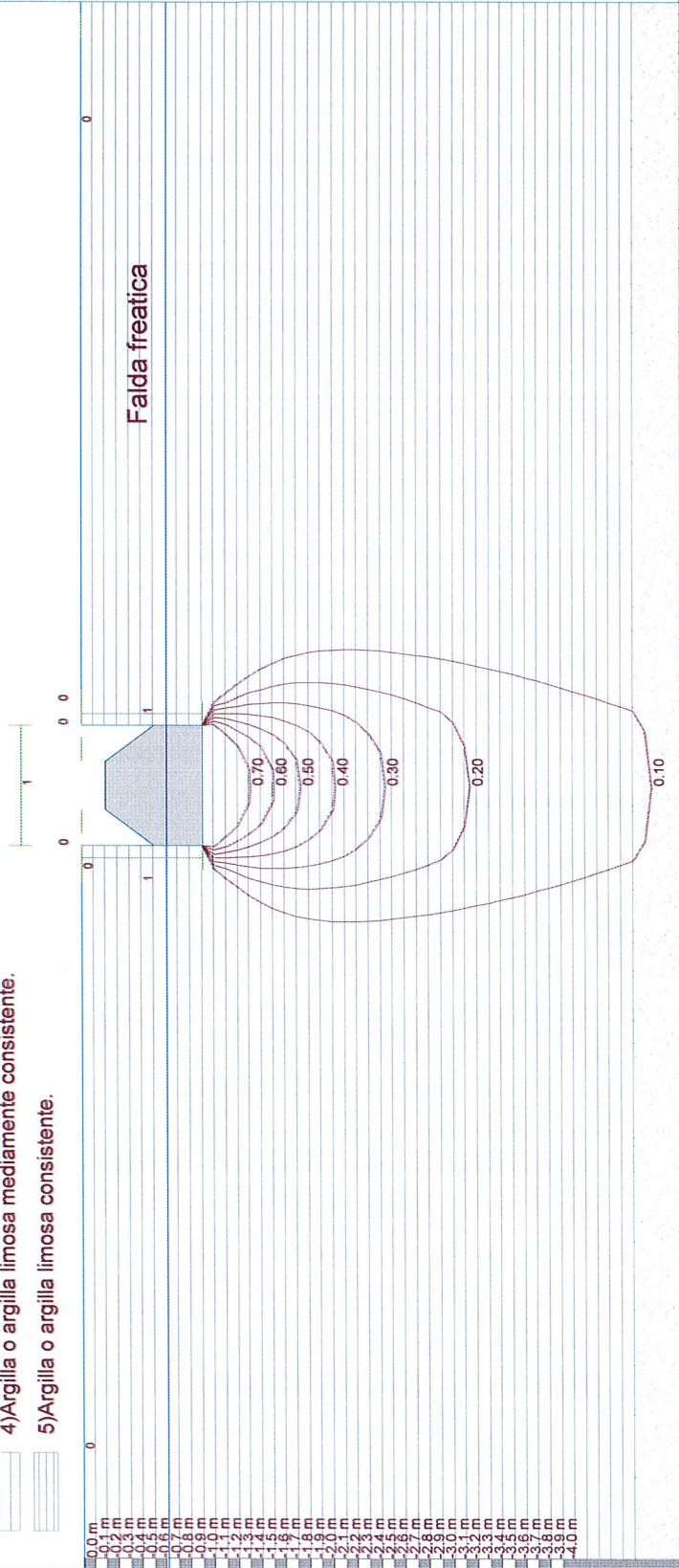
1100.0

1200.0

1250.0

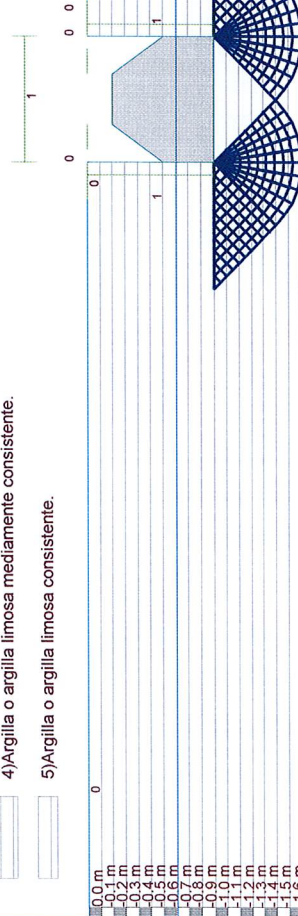
- 1) Argilla o argilla limosa a medio scarsa consistenza.
- 2) Sabbia o sabbia limosa poco addensata.
- 3) Argilla o argilla limosa poco consistente.
- 4) Argilla o argilla limosa mediamente consistente.
- 5) Argilla o argilla limosa consistente.

Tensioni indotte met. Newmark



- 1) Argilla o argilla limosa a medio scarsa consistenza.
- 2) Sabbia o sabbia limosa poco addensata.
- 3) Argilla o argilla limosa poco consistente.
- 4) Argilla o argilla limosa mediamente consistente.
- 5) Argilla o argilla limosa consistente.

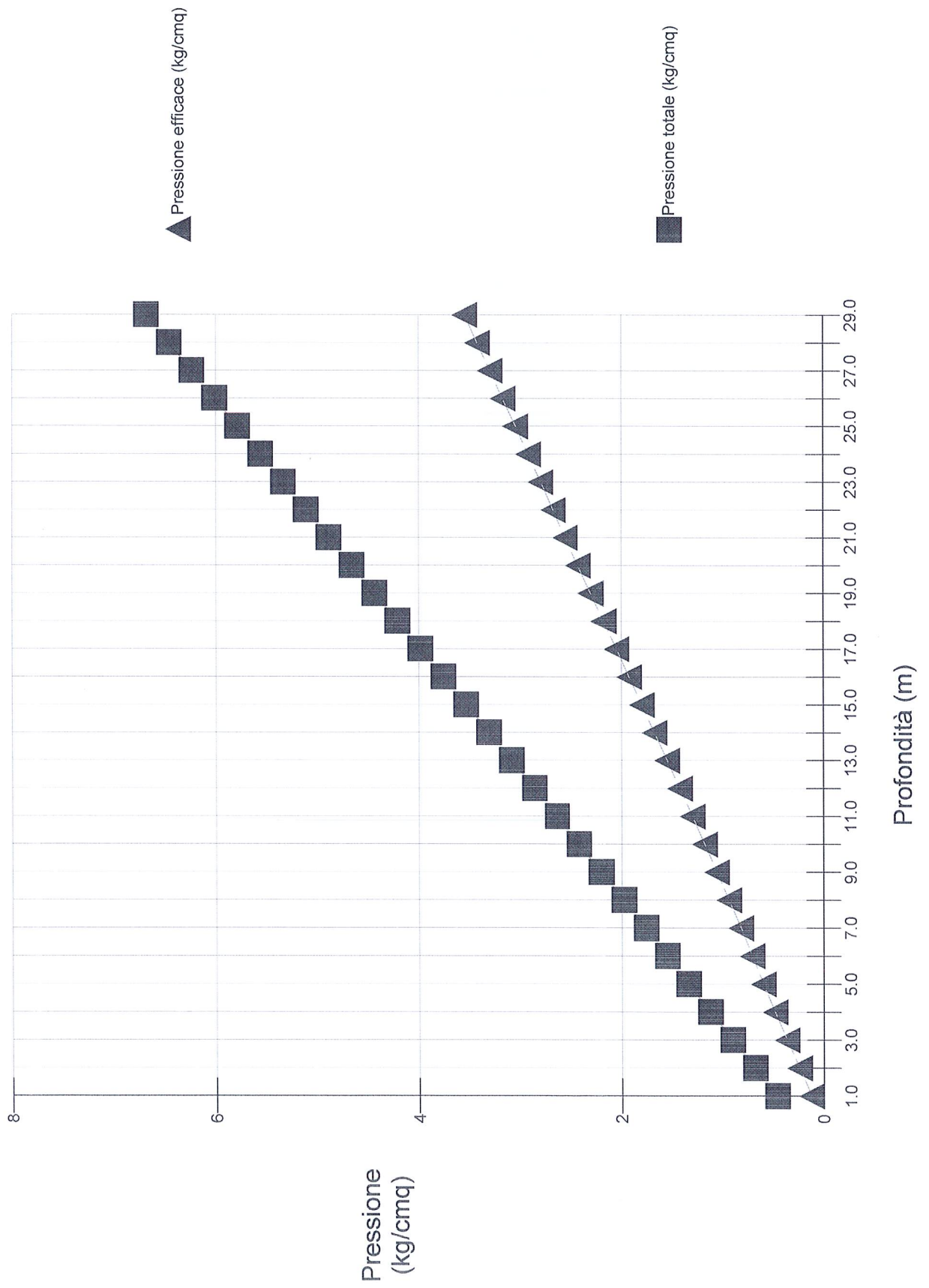
Cuneo di portanza



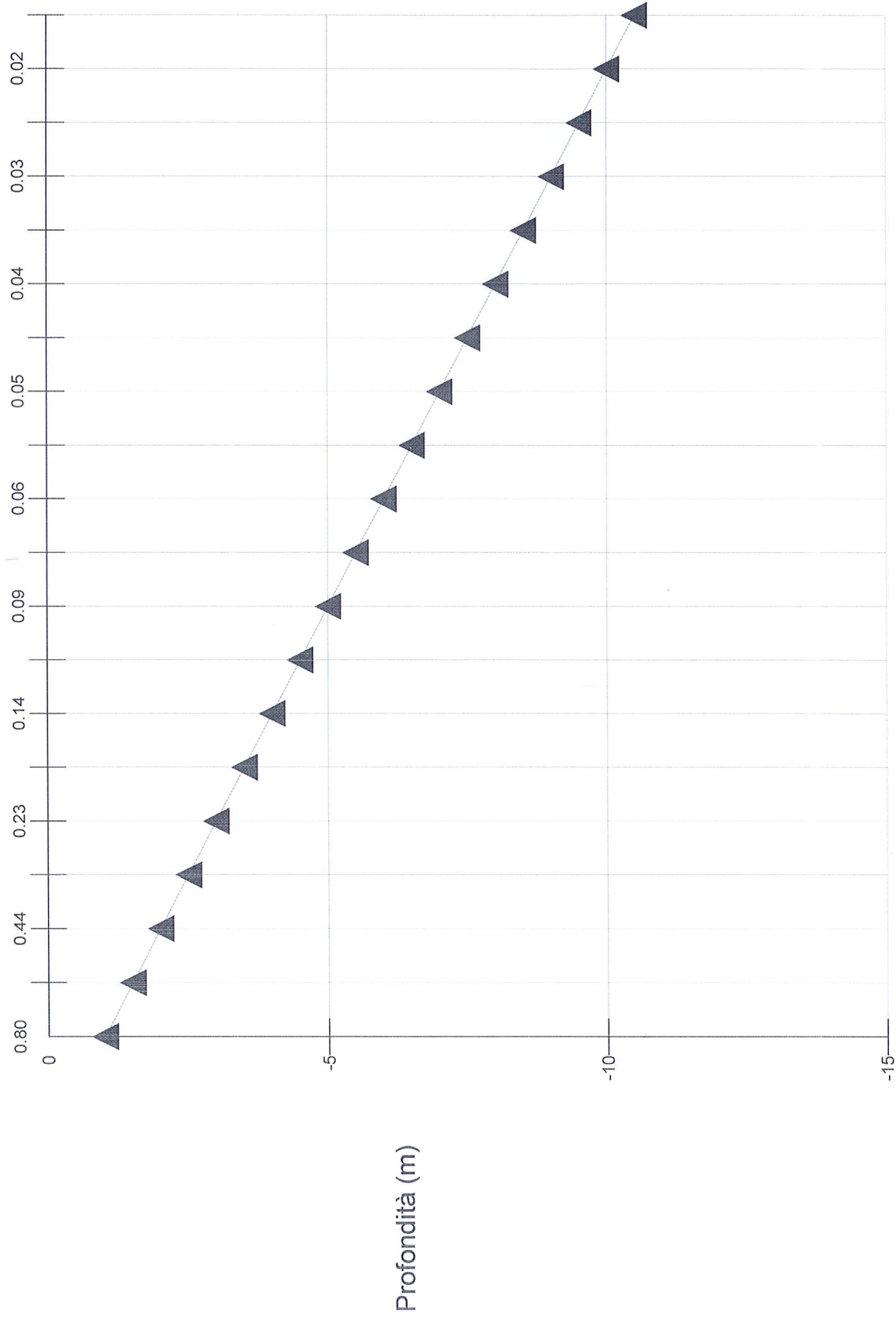
Falda freatica

0.0 m
0.1 m
0.2 m
0.3 m
0.4 m
0.5 m
0.6 m
0.7 m
0.8 m
0.9 m
1.0 m
1.1 m
1.2 m
1.3 m
1.4 m
1.5 m
1.6 m
1.7 m
1.8 m
1.9 m
2.0 m
2.1 m
2.2 m
2.3 m
2.4 m
2.5 m
2.6 m
2.7 m
2.8 m
2.9 m
3.0 m

Andamento della pressione totale ed efficace del terreno



Andamento delle sollecitazioni: criterio di Newmark



Sovraccarico (kg/cm²)

DATI GEOMETRICI DELLA FONDAZIONE

Tipologia della fondazione:nastriforme
Geometria della fondazione:
Larghezza della base (m):1.00
Lunghezza della fondazione (m):5.00
Eccentricità della base - lato corto (m):0.00
Eccentricità della base - lato lungo (m):0.00
Profondità di posa - lato destro (m):1.00
Profondità di posa - lato sinistro (m):1.00
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	-0.70
2	7.00	-0.70

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	-1.00
6	1.00	-1.00
7	1.00	0.00
8	1.00	0.00
9	1.00	0.00
10	7.00	0.00

Strato n. 1 - Descrizione: Argilla o argilla limosa a medio scarsa consistenza.
Densità relativa Dr(%): 0
Angolo d'attrito Phi(°):0.00
Gamma sopra falda (kg/mc):1800.00
Gamma saturo (kg/mc):2100.00
Coesione (kg/cm²):0.40
Mod.deformazione (kg/cm²):35.00
Indice vuoti:0.00
O.C.R.:2.00
Indice compr.princ.:0.00
Indice compr.sec.:0.00
Indice ricompr.:0.00
Coef.consolidazione(cm²/s):0.00
Coef.di Poisson:0.40

R.Q.D.(%):0.00
Nspt medio:0
Rp(kg/cmq):0.00

Profilo strato n. 2

N	X (m)	Y(m)
1	-6.00	-4.60
2	7.00	-4.60

Strato n. 2 - Descrizione: Sabbia o sabbia limosa poco addensata.

Densità relativa Dr(%): 30
Angolo d'attrito Phi(°):27.00
Gamma sopra falda (kg/mc):1850.00
Gamma saturo (kg/mc):2150.00
Coesione (kg/cmq):0.00
Mod.deformazione (kg/cmq):50.00
Indice vuoti:0.00
O.C.R.:1.00
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/cmq):0.00

Profilo strato n. 3

N	X (m)	Y(m)
1	-6.00	-5.20
2	7.00	-5.20

Strato n. 3 - Descrizione: Argilla o argilla limosa poco consistente.

Densità relativa Dr(%): 0
Angolo d'attrito Phi(°):0.00
Gamma sopra falda (kg/mc):1800.00
Gamma saturo (kg/mc):2100.00
Coesione (kg/cmq):0.40
Mod.deformazione (kg/cmq):40.00
Indice vuoti:0.00
O.C.R.:1.00
Indice compr.princ.:0.00
Indice compr.sec.:0.00
Indice ricompr.:0.00
Coef.consolidazione(cm²/s):0.00
Coef.di Poisson:0.50
R.Q.D.(%):0.00
Nspt medio:0
Rp(kg/cmq):0.00

Profilo strato n. 4

N	X (m)	Y(m)
1	-6.00	-7.80
2	7.00	-7.80

Strato n. 4 - Descrizione: Argilla o argilla limosa mediamente consistente.

Densità relativa Dr(%): 0
Angolo d'attrito Phi(°):0.00
Gamma sopra falda (kg/mc):1900.00
Gamma saturo (kg/mc):2200.00
Coesione (kg/cmq):0.60

Mod.deformazione (kg/cmq):45.00
Indice vuoti:0.00
O.C.R.:2.00
Indice compr.princ.:0.00
Indice compr.sec.:0.00
Indice ricompr.:0.00
Coef.consolidazione(cm²/s):0.00
Coef.di Poisson:0.40
R.Q.D.(%):0.00
Nspt medio:0
Rp(kg/cmq):0.00

Profilo strato n. 5

N	X (m)	Y(m)
1	-6.00	-11.80
2	7.00	-11.80

Strato n. 5 - Descrizione: Argilla o argilla limosa consistente.
Densità relativa Dr(%): 0
Angolo d'attrito Phi(°):0.00
Gamma sopra falda (kg/mc):1950.00
Gamma saturo (kg/mc):2250.00
Coesione (kg/cmq):1.20
Mod.deformazione (kg/cmq):110.00
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/cmq):0.00

PORTANZA DELLA FONDAZIONE

Profondità di calcolo:0.50
Criterio di calcolo:Terzaghi
Portanza limite della fondazione (kg/cmq):2.40
Coefficiente di sicurezza:3.00
Portanza ammissibile della fondazione (kg/cmq):0.80
Fattore di portanza Nq:1.00
Fattore di portanza Ng:0.00
Fattore di portanza Nc:5.71
Fattore di forma Sq:1.00
Fattore di forma Sg:1.00
Fattore di forma Sc:1.00
Fattore di approfondimento Dq:1.00
Fattore di approfondimento Dg:1.00
Fattore di approfondimento Dc:1.00
Fattore di inclinazione dei carichi Iq:1.00
Fattore di inclinazione dei carichi Ig:1.00
Fattore di inclinazione dei carichi Ic:1.00
Fattore di inclinazione della base Bq:1.00
Fattore di inclinazione della base Bg:1.00
Fattore di inclinazione della base Bc:1.00
Fattore di pendio Gq:1.00
Fattore di pendio Gg:1.00
Fattore di pendio Gc:1.00
Peso di volume medio sopra il piano di posa (kg/mc):1206.52

CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

Carico applicato sulla fondazione (kg/cmq) :0.80
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):1.85
Cedimento totale degli strati coesivi (cm):1.85
Cedimento totale del terreno di fondazione (cm):1.85

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE

Calcolo del coefficiente di sottofondazione - K di Winkler.

Criterio di calcolo :Bowles
Carico applicato sulla fondazione(kg/cmq):0.80
Cedimento di riferimento(cm):1.85
Coefficiente di sottofondazione (kg/cm):1.32

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.

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

MASW 1



GEO GROUP s.r.l.

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

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo 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



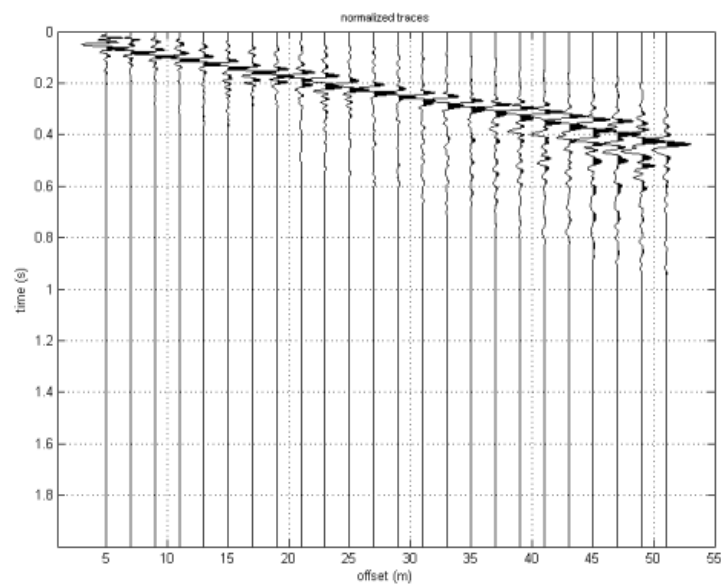
ANALISI SISMICA DI SITO SECONDO METODOLOGIA M.A.S.W.

Cantiere: Medolla (MO) – Piazza del Popolo, “Teatro Facchini”
Data: 14/05/13
Lavoro: Studio del terreno di fondazione
Elaborazione: Dott. Ssa Geol. Monica Mazzoli
Responsabile: Dott. Geol. Pier Luigi Dallari

CERTIFICATO: 170_M_13



DATA INPUT





GEO GROUP s.r.l.

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

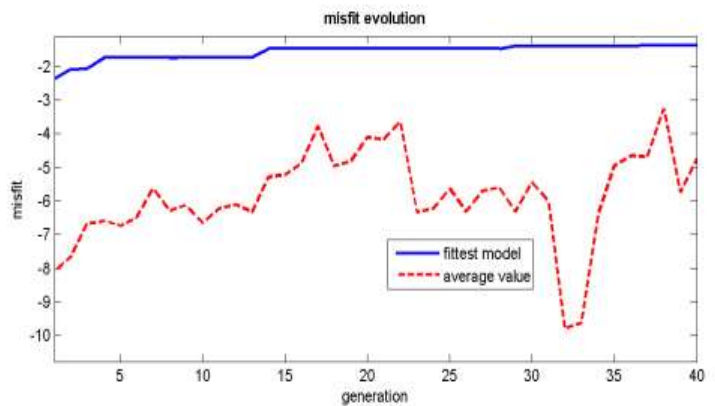
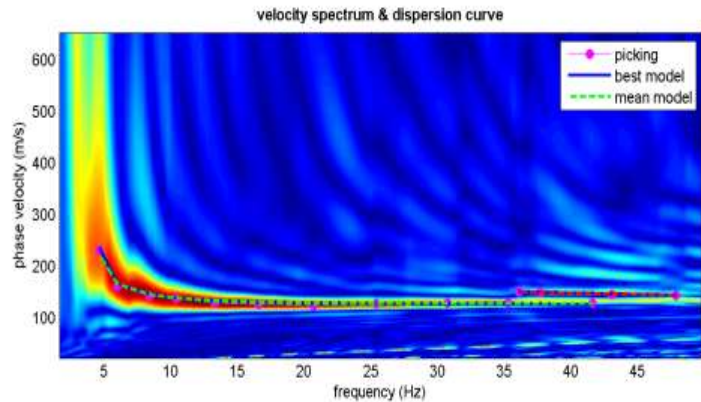
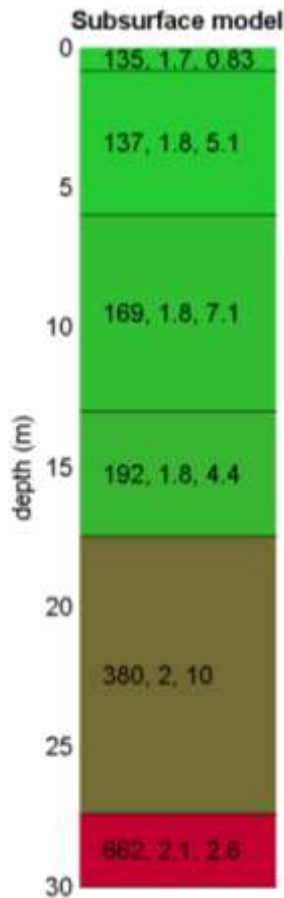
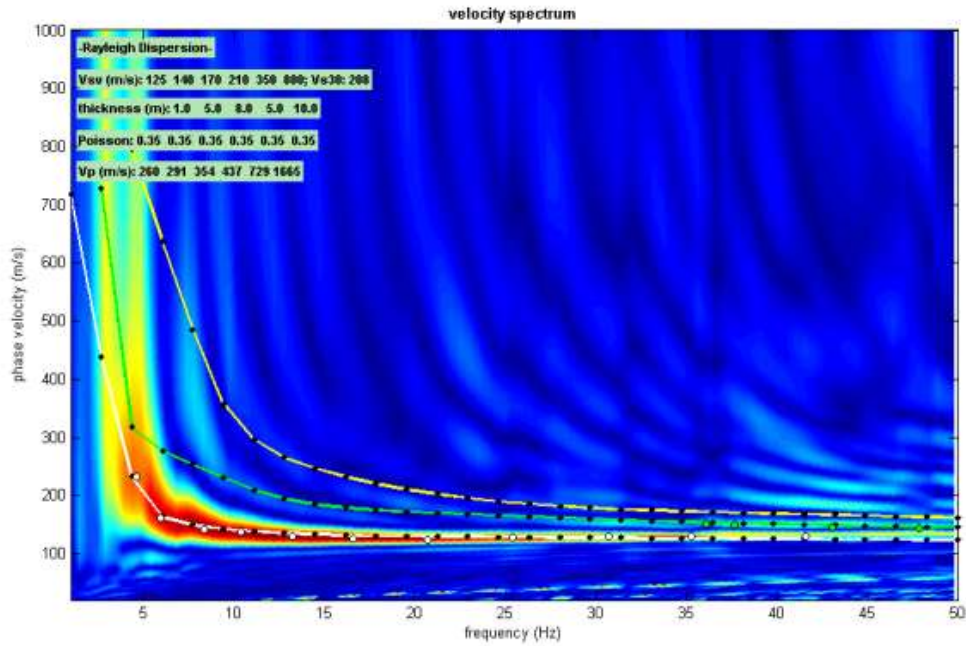
Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

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



ELABORAZIONE



V_s density thickness
(m/s) (gr/cm³) (m)



GEO GROUP s.r.l.

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

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

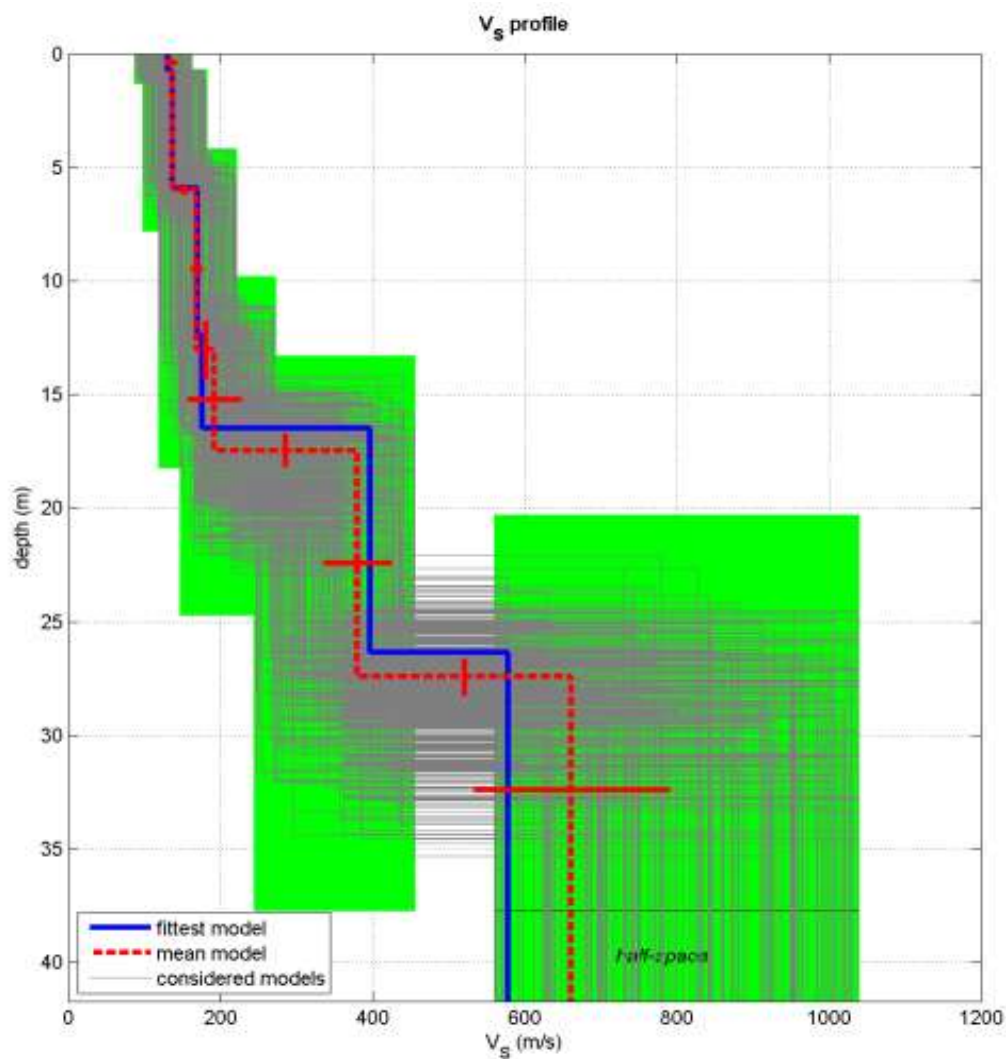
Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

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



[MODELLO FINALE]

$V_{s30} = 221$ m/s



dataset: 15.dat

dispersion curve: p1.cdp

V_{s30} (best model): 221 m/s

V_{s30} (mean model): 216 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

MASW 2



GEO GROUP s.r.l.

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

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo 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



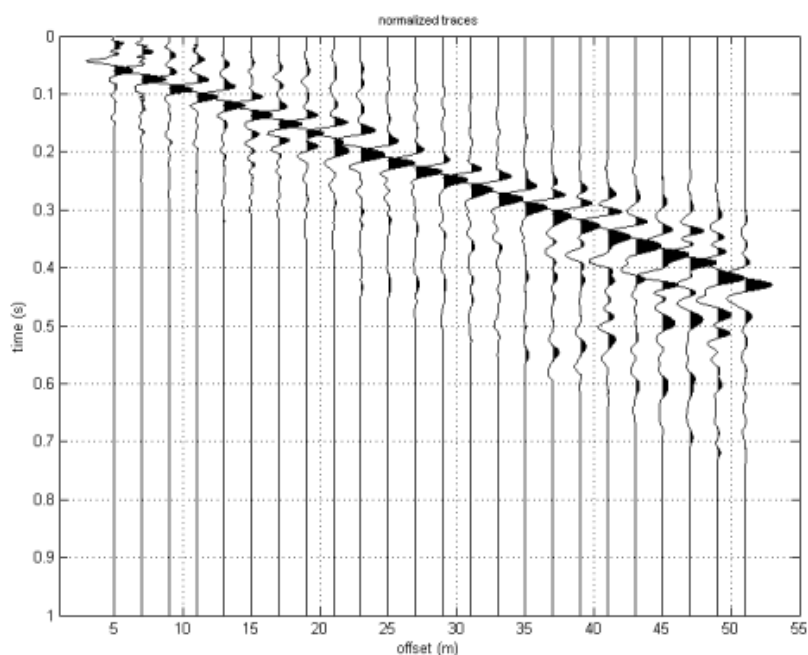
ANALISI SISMICA DI SITO SECONDO METODOLOGIA M.A.S.W.

Cantiere: Medolla (MO) – Piazza del Popolo, “Teatro Facchini”
Data: 14/05/13
Lavoro: Studio del terreno di fondazione
Elaborazione: Dott. Ssa Geol. Monica Mazzoli
Responsabile: Dott. Geol. Pier Luigi Dallari

CERTIFICATO: 171_M_13



DATA INPUT





GEO GROUP s.r.l.

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

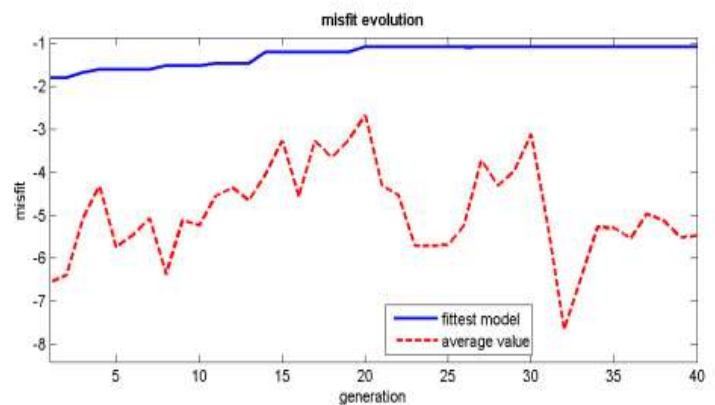
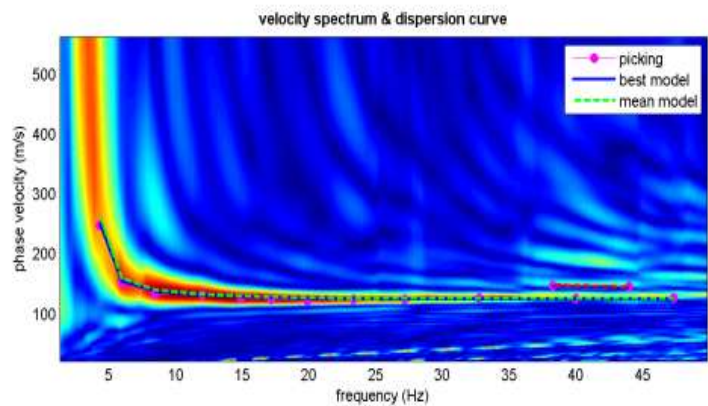
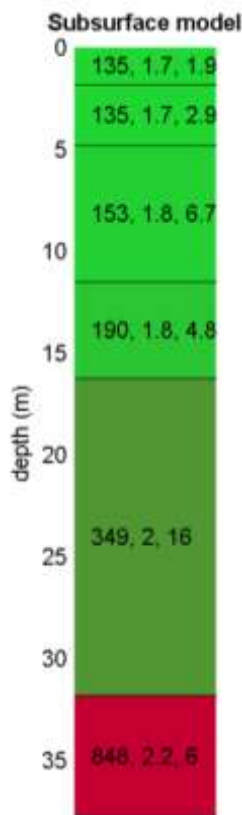
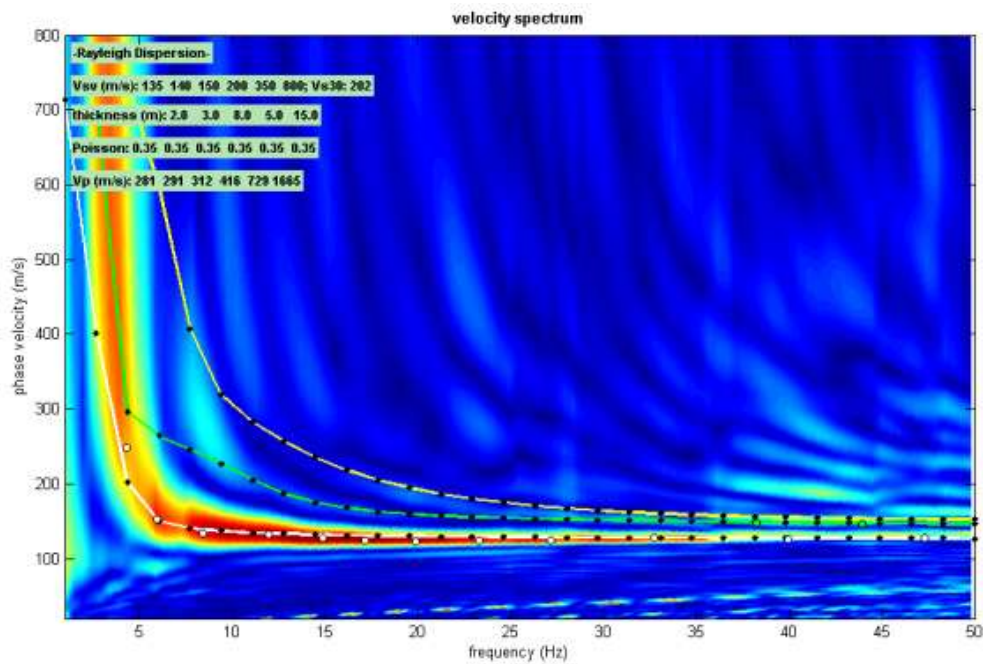
Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

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



ELABORAZIONE



V_s density thickness
(m/s) (gr/cm³) (m)



GEO GROUP s.r.l.

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

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

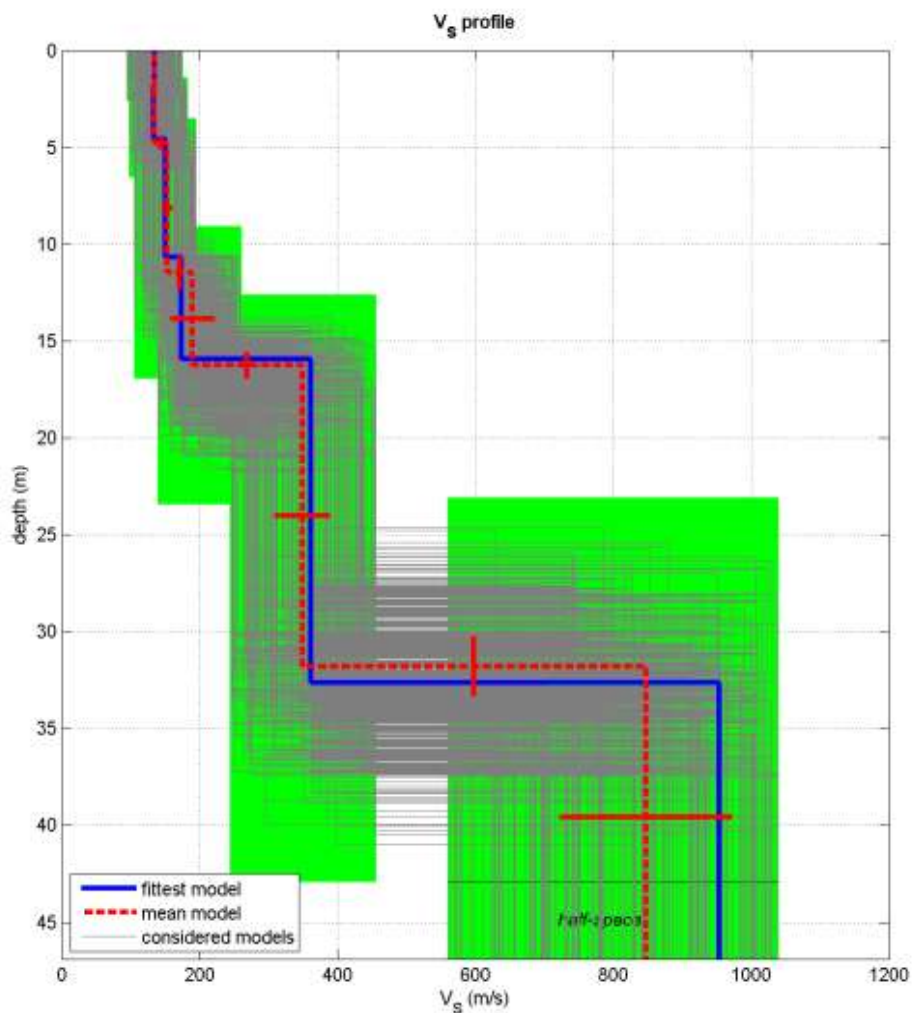
Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

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



[MODELLO FINALE]

$V_{S30} = 208$ m/s



dataset: 18.dat

dispersion curve: p1.cdp

V_{S30} (best model): 208 m/s

V_{S30} (mean model): 209 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 Castelnuovo 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



Dati generali

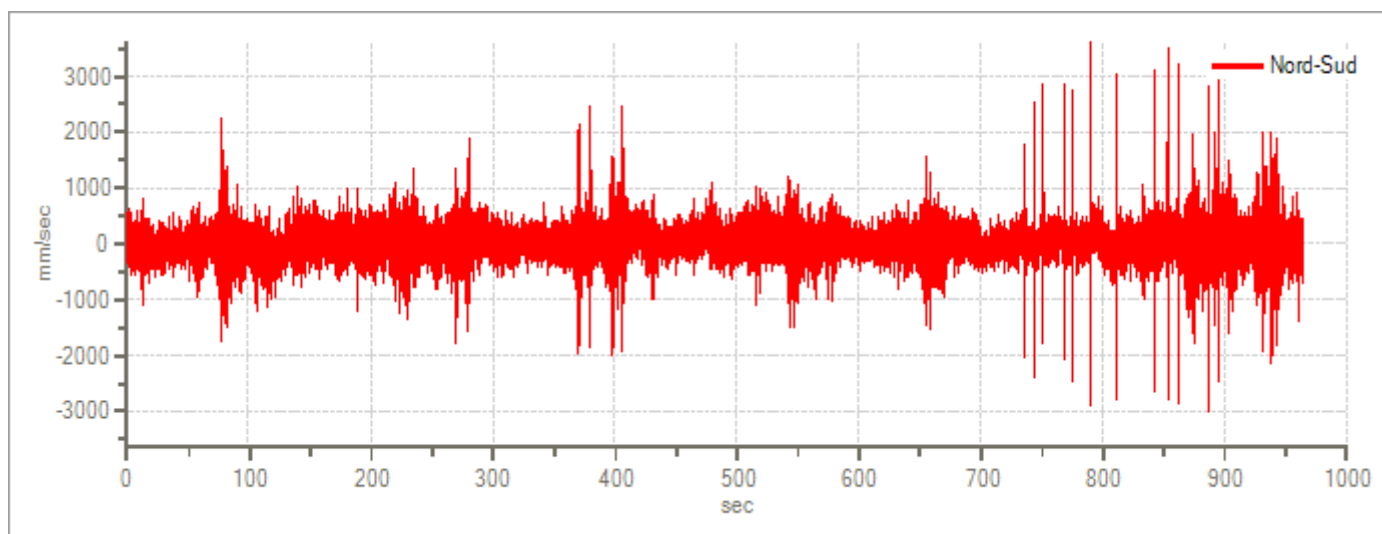
Nome progetto: Riferimento n°159_13
Committente: Studio tecnico
Cantiere: Studio terreno di fondazione
Località: Medolla, Piazza del Popolo
Responsabile: Dott. Geol. Pier Luigi Dallari
Data: 23/05/2013

Tracce in input

Dati riepilogativi:

Numero tracce: 3
Durata registrazione: 964 s
Frequenza di campionamento: 141.00 Hz
Numero campioni: 135951
Direzioni tracce: Nord-Sud; Est-Ovest; Verticale.

Grafici tracce:



Traccia in direzione Nord-Sud



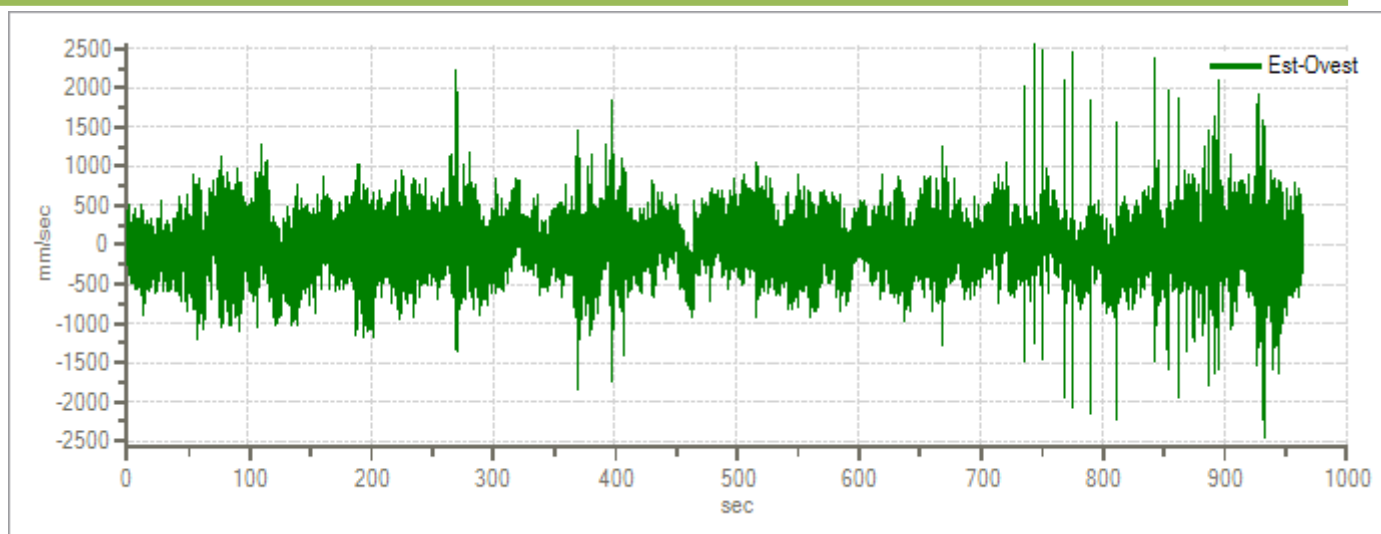
GEO GROUP s.r.l.

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

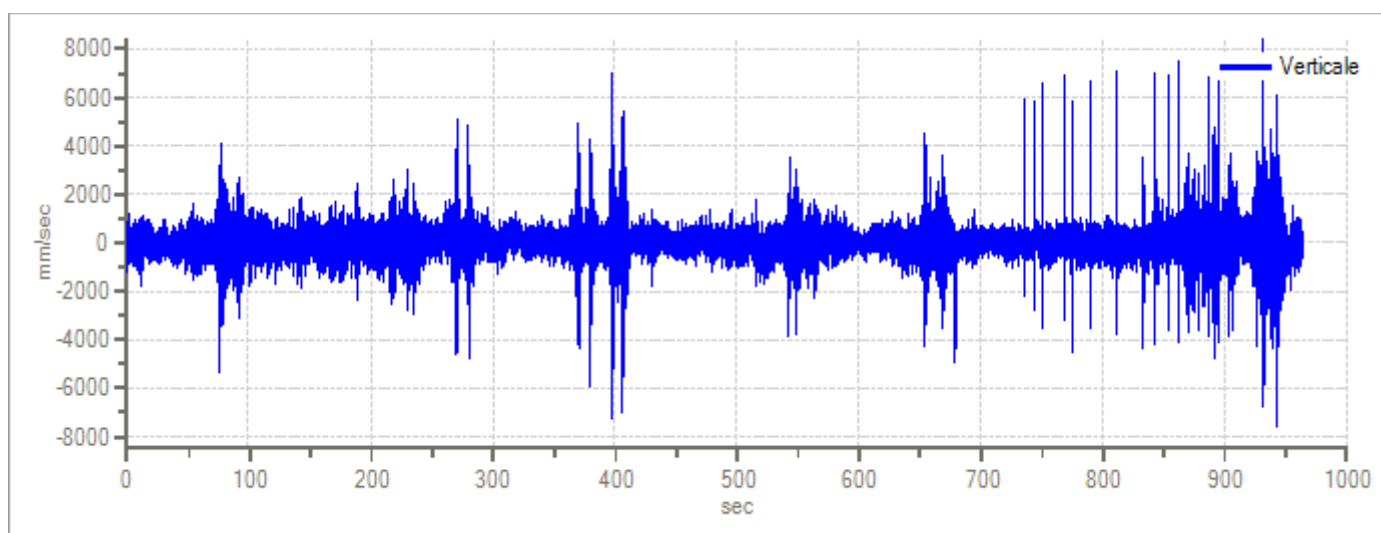
Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

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



Traccia in direzione Est-Ovest



Traccia in direzione Verticale

Finestre selezionate

Dati riepilogativi:

Numero totale finestre selezionate: 33
Numero finestre incluse nel calcolo: 33
Dimensione temporale finestre: 29.050 s
Tipo di liscio: Konno & Ohmachi
Percentuale di liscio: 10.00 %
Coefficiente di banda: 40.00



GEO GROUP s.r.l.

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

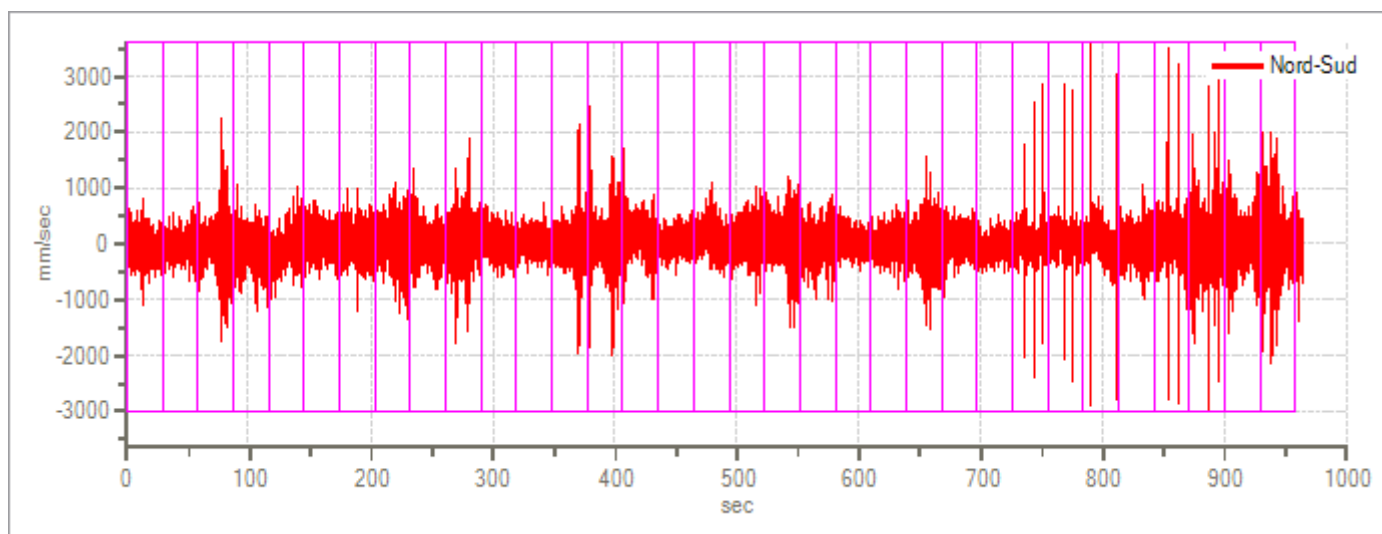
Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

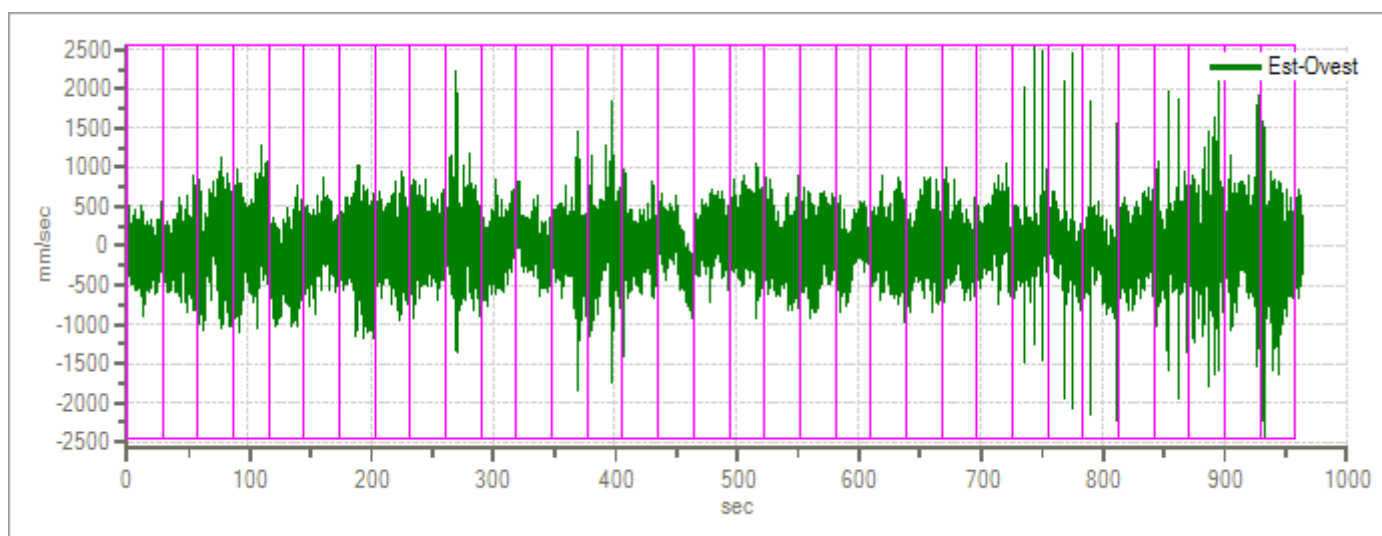
p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it



Grafici tracce con finestre selezionate:



Traccia e finestre selezionate in direzione Nord-Sud



Traccia e finestre selezionate in direzione Est-Ovest



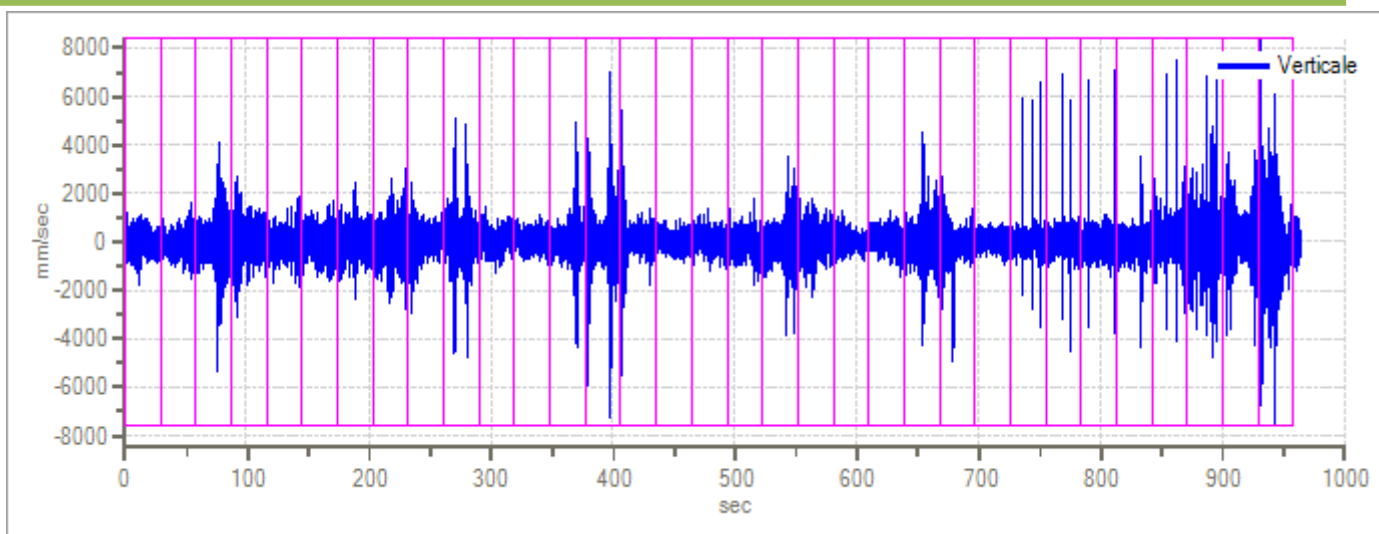
GEO GROUP s.r.l.

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

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

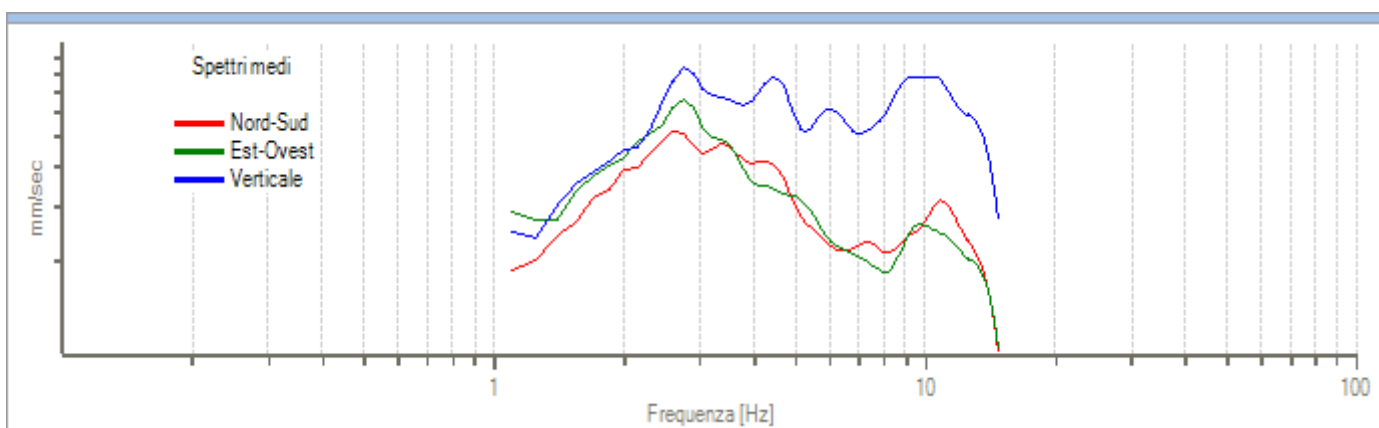
Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-53.32.019

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

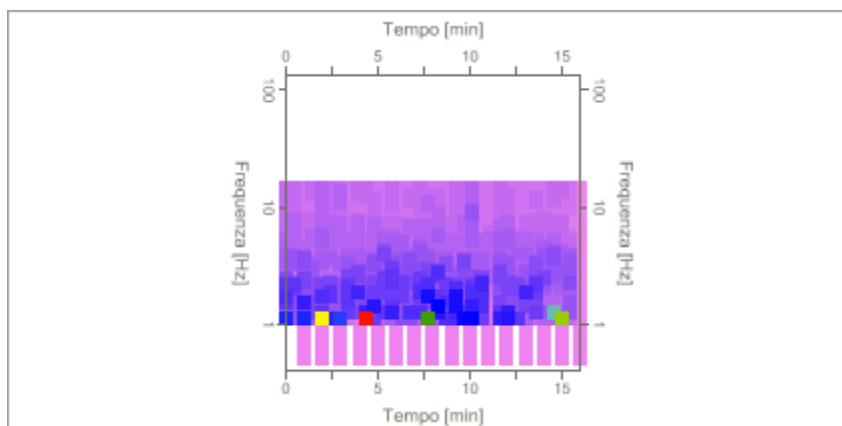


Traccia e finestre selezionate in direzione Verticale

Grafici degli spettri



Spettri medi nelle tre direzioni



Mapa della stazionarietà degli spettri



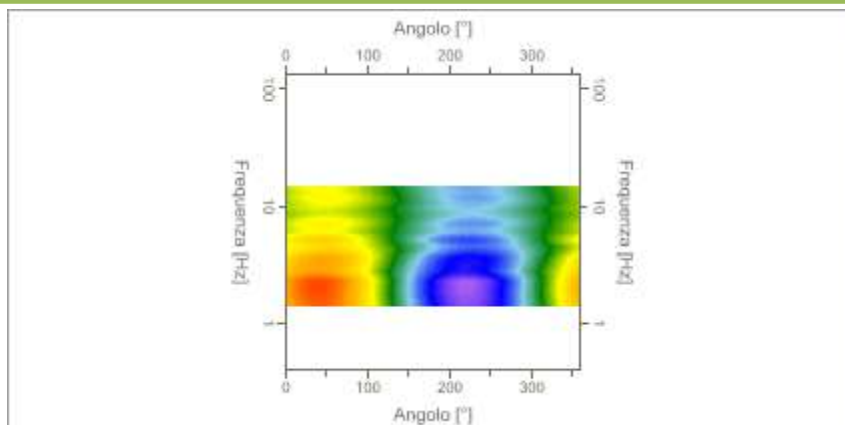
GEO GROUP s.r.l.

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

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo 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



Mappa della direzionalità degli spettri

Rapporto spettrale H/V

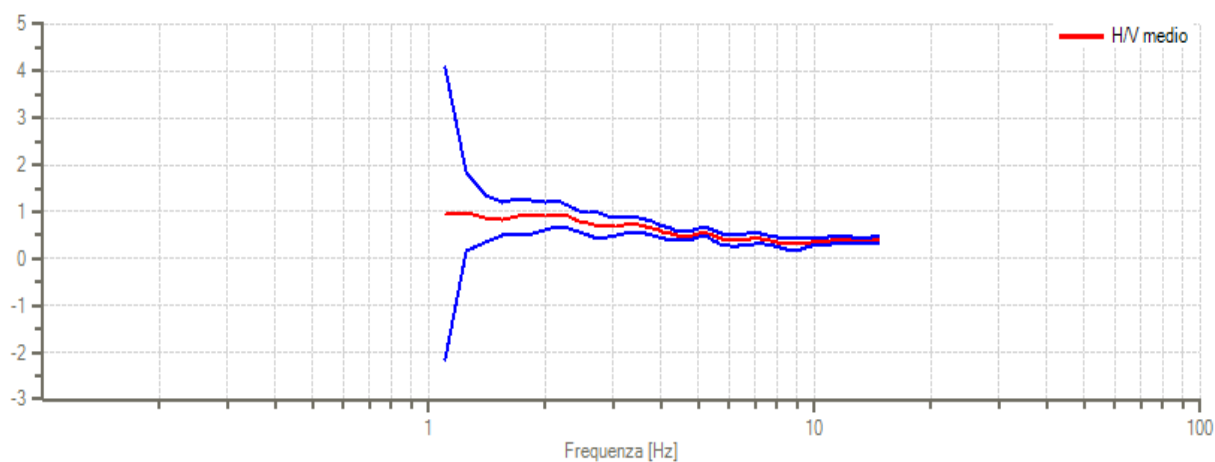
Dati riepilogativi:

Frequenza massima:	15.00 Hz
Frequenza minima:	0.50 Hz
Passo frequenze:	0.15 Hz
Tipo lisciamiento::	Konno & Ohmachi
Percentuale di lisciamiento:	10.00 %
Tipo di somma direzionale:	Media aritmetica

Risultati:

Nessuna frequenza caratteristica di sito.

Grafico rapporto spettrale H/V



Rapporto spettrale H/V e suo intervallo di fiducia



GEO GROUP s.r.l.

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

Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo 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



Verifiche SESAME:

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

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.

Via Cesare Costa n.182-Modena -

Committente: Studio tecnico

Località: Medolla, Piazza del Popolo

Descrizione: Studio terreno di fondazione

Note: Falda -0.70 m da p.c.

Sigla: 01

Stima del rischio di liquefazione con il metodo di Robertson e Wride (1997)

Profondità (m)	qc(kg/cmq)	fs(kg/cmq)	Gamma(t/mc)	Sforzo indotto dal sisma T(kg/cmq)	Resistenza alla liquefazione R(kg/cmq)	Coefficiente di sicurezza alla liquefazione Fs
0.4	15	1.33	1.8	0.164	0.102	1.29
0.6	40	1	1.8	0.164	0.389	4.95
0.8	30	1.87	0.8	0.178	0.502	5.9
1	12	0.8	0.8	0.2	0.116	1.21
1.2	7	0.33	0.8	0.218	0.089	
1.4	6	0.27	0.8	0.232	0.08	
1.6	6	0.2	0.8	0.244	0.078	
1.8	7	0.47	0.8	0.253	0.08	
2	9	0.27	0.8	0.261	0.093	0.75
2.2	8	0.4	0.8	0.268	0.079	
2.4	9	0.4	0.8	0.274	0.081	
2.6	7	0.27	0.8	0.279	0.072	
2.8	7	0.6	0.8	0.284	0.071	
3	12	0.47	0.8	0.287	0.084	
3.2	8	0.27	0.8	0.291	0.072	
3.4	9	0.27	0.8	0.294	0.073	
3.6	13	0.73	0.8	0.297	0.082	
3.8	11	0.8	0.8	0.299	0.076	
4	11	0.4	0.8	0.301	0.075	
4.2	8	0.47	0.8	0.303	0.067	
4.4	7	0.4	0.8	0.305	0.064	
4.6	19	0.47	0.8	0.306	0.119	0.81
4.8	16	0.33	0.8	0.308	0.127	0.86
5	9	0.4	0.8	0.309	0.067	
5.2	5	0.4	0.8	0.31	0.059	
5.4	13	0.33	0.8	0.311	0.072	
5.6	6	0.53	0.8	0.312	0.06	
5.8	12	0.4	0.8	0.313	0.069	
6	9	0.53	0.8	0.313	0.064	
6.2	7	0.4	0.8	0.314	0.061	
6.4	7	0.4	0.8	0.315	0.06	
6.6	8	0.4	0.8	0.315	0.061	
6.8	12	0.67	0.8	0.316	0.067	
7	11	0.53	0.8	0.316	0.065	
7.2	9	0.47	0.8	0.316	0.062	
7.4	10	0.67	0.8	0.317	0.063	
7.6	11	0.6	0.8	0.317	0.064	
7.8	12	0.67	0.8	0.317	0.065	
8	13	0.67	0.8	0.318	0.066	
8.2	8	0.53	0.8	0.318	0.059	
8.4	12	0.67	0.8	0.318	0.064	
8.6	13	0.73	0.8	0.318	0.065	
8.8	14	0.8	0.8	0.318	0.065	

Certificato n.01 del 23/05/2013

Firma

GEO GROUP s.r.l.

via C. Costa, 182 - 41100 MODENA
P. IVA 02981500362



Geo Group s.r.l.

Via Cesare Costa n.182-Modena -

Profondità (m)	qc(kg/cmq)	fs(kg/cmq)	Gamma(t/mc)	Sforzo indotto dal sisma T(kg/cmq)	Resistenza alla liquefazione R(kg/cmq)	Coefficiente di sicurezza alla liquefazione Fs
9	14	0.93	0.8	0.318	0.065	
9.2	14	0.93	0.8	0.318	0.065	
9.4	17	0.93	0.8	0.317	0.068	
9.6	15	0.93	0.8	0.316	0.065	
9.8	12	0.53	0.8	0.314	0.062	
10	18	0.6	0.8	0.313	0.068	
10.2	12	0.33	0.9	0.311	0.062	
10.4	8	0.4	0.9	0.31	0.058	
10.6	12	0.6	0.9	0.308	0.061	
10.8	17	0.73	0.9	0.306	0.065	
11	19	0.6	0.9	0.304	0.067	
11.2	14	0.47	0.9	0.302	0.062	
11.4	11	0.73	0.9	0.301	0.059	
11.6	17	0.8	0.9	0.299	0.064	
11.8	29	1.8	0.9	0.297	0.074	
12	31	2	0.9	0.295	0.075	
12.2	37	2.27	0.9	0.293	0.079	
12.4	45	2.53	0.9	0.292	0.085	
12.6	45	2.2	0.9	0.29	0.085	
12.8	45	2.07	0.9	0.288	0.084	
13	42	1.2	0.9	0.286	0.257	1.88
13.2	36	1.67	0.9	0.284	0.076	
13.4	31	1.13	0.9	0.282	0.072	
13.6	46	2.33	0.9	0.281	0.083	
13.8	39	2.6	0.9	0.279	0.077	
14	39	2.07	0.9	0.277	0.077	
14.2	40	2.53	0.9	0.275	0.077	
14.4	49	2.6	0.9	0.273	0.083	
14.6	36	2.07	0.9	0.272	0.074	
14.8	45	1.93	0.9	0.27	0.079	
15	34	1.93	0.9	0.268	0.072	
15.2	30		0.9			

Profondità tetto falda(m): 0.7

Profondità base falda(m): 15.2

Accelerazione sismica di progetto(g)= 0.253

Magnitudo di riferimento= 6

Indice di liquefazione=1.0 rischio basso

Fattore di correzione della magnitudo MSF: 2.09

Fs = MSF x R / T

Certificato n.01 del 23/05/2013

Firma

GEO GROUP s.r.l.
via C. Costa, 182 - 41100 MODENA
P. IVA 02981500362



Geo Group s.r.l.

Via Cesare Costa n.182-Modena -

Committente: Studio tecnico

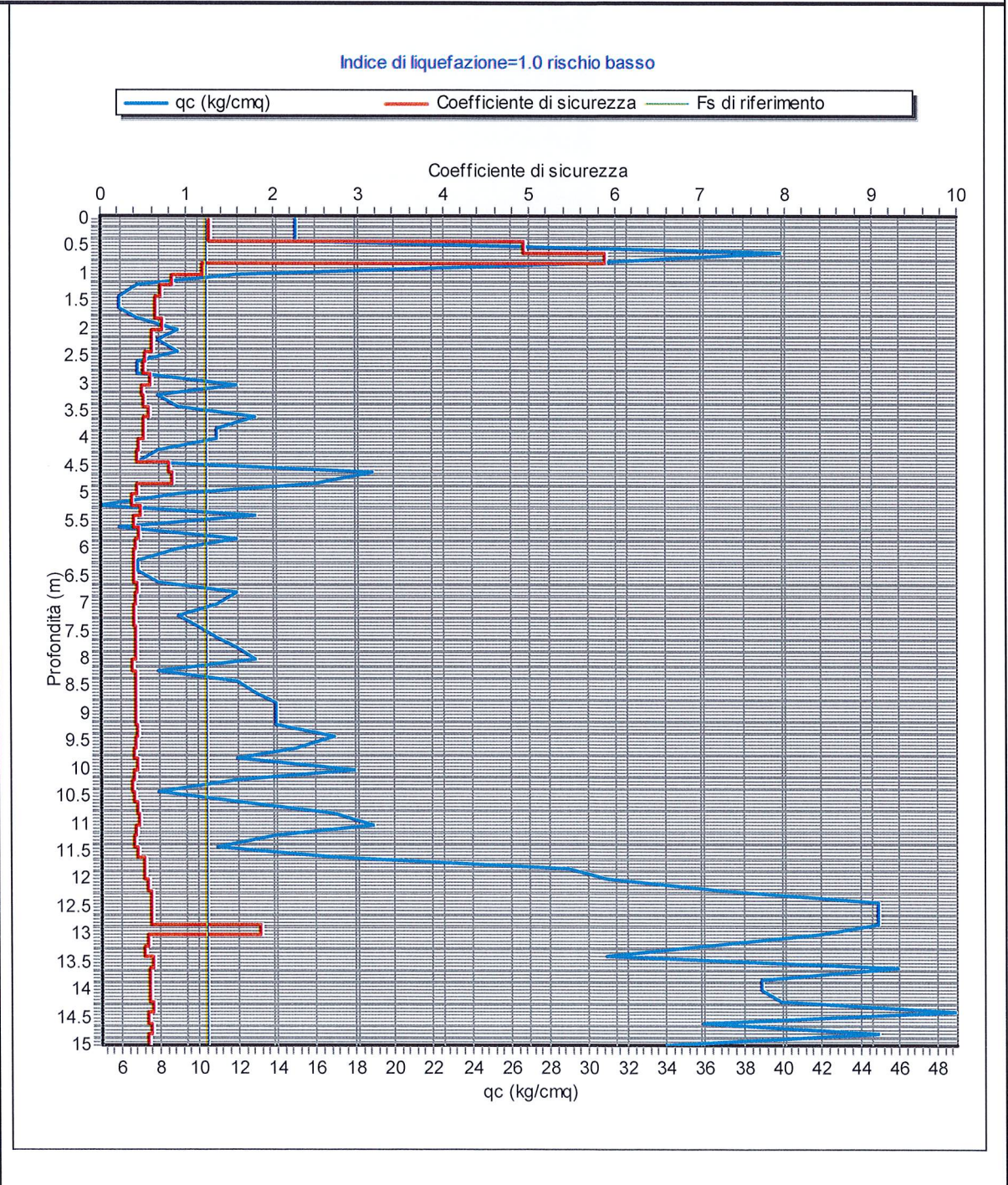
Località: Medolla, Piazza del Popolo

Descrizione: Studio terreno di fondazione

Note: Falda -0.70 m da p.c.

Sigla: 01

Stima del rischio di liquefazione con il metodo di Robertson e Wride (1997)



Certificato n.01 del 23/05/2013

Firma:

GEO GROUP s.r.l.
via C. Costa, 182 - 41100 MODENA
P. IVA 02981500362