

Comune di Formigine

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 - NNTG)



OGGETTO:

Restauro e risanamento conservativo
ex Scuola Bianchi, con realizzazione di
una scala esterna di sicurezza,
via Fiori, Casinalbo



GEO GROUP S.p.A.
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 =



Maggio 2011
Rif. 201/11



Relazione Tecnica comprendente:

RELAZIONE GEOLOGICA inerente le indagini geognostiche eseguite, la definizione delle unità litotecniche, gli eventuali processi geomorfologici, 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: RESTAURO e RISANAMENTO CONSERVATIVO EX SCUOLA BIANCHI con REALIZZAZIONE DI UNA SCALA ESTERNA DI SICUREZZA,
via Fiori, località "Casinalbo",
Comune di Formigine (MO)**

Commitente: Parrocchia di San Iazzaro

Indice del contenuto

1. Premesse.....	pag. 3
1.1 Inquadramento geografico	pag. 4
2. Relazione geologica.....	pag. 5
2.1. Geologia e geomorfologia dell'area.....	pag. 5
2.2. Indagini geognostiche	pag. 6
2.2.1 Prova penetrometrica statica CPT	pag. 6
2.3. Caratteristiche litostatiche geotecniche del terreno.....	pag. 9
2.4. Gestione terre da scavo.....	pag. 11
3. Relazione Geotecnica.....	pag. 12
3.1. Indagini geognostiche	pag. 12
3.2 Modello geotecnico del sottosuolo	pag. 12
3.3. Tipologia di fondazioni consigliate.....	pag. 13
3.4. Verifica dei cedimenti.....	pag. 15
3.5. Modulo di sottofondo.....	pag. 15
4. Caratterizzazione sismica del sottosuolo.....	pag. 17
4.1. Sismicità dell'area.....	pag. 17
4.2. Indagini geofisiche	pag. 21
4.2.1 Indagine sismica passiva HVSR.....	pag. 21
4.2.2 Risultati indagine sismica passiva HVSR.....	pag. 22
4.3 Verifica dello stato limite ultimo	pag. 23
4.5 Verifica a possibili fenomeni di liquefazione (metodo Robertson e White - 1997).....	pag. 27
5. Considerazioni conclusive	pag. 28

Tavole

Tav. n. 1: "Carta Corografica"	scala 1: 25.000;
Tav. n. 2: "Carta Topografica"	scala 1: 10000;
Tav. n. 3: "Ripresa fotografica generale dell'area di interesse"	scala grafica;
Tav. n. 4: "Carta della litologia di superficie"	scala 1:5.000;
Tav. n. 5: "Indagini geognostiche"	scala grafica.

Allegati

- ALL. n. 1 Prova penetrometrica statica CPT corredata di interpretazione geotecnica;
ALL. n. 2 Verifiche Geotecniche;
ALL. n. 3 Indagine sismica HVSR.

1. PREMESSE

Su incarico della Parrocchia di San Lazzaro, e in accordo con lo Studio Tecnico di Progettazione, nel mese di Maggio 2011 è stato eseguito il presente studio geologico-geotecnico-sismico al fine di accertare le caratteristiche litostatiche e le proprietà geotecniche e sismiche del terreno di fondazione di un'area su cui insiste il fabbricato Ex Scuola Bianchi sito in via Fiori a Casinalbo, Comune di Formigine (MO). Tale edificio sarà soggetto a Restauro e Risanamento Conservativo con realizzazione di una scala esterna di sicurezza.

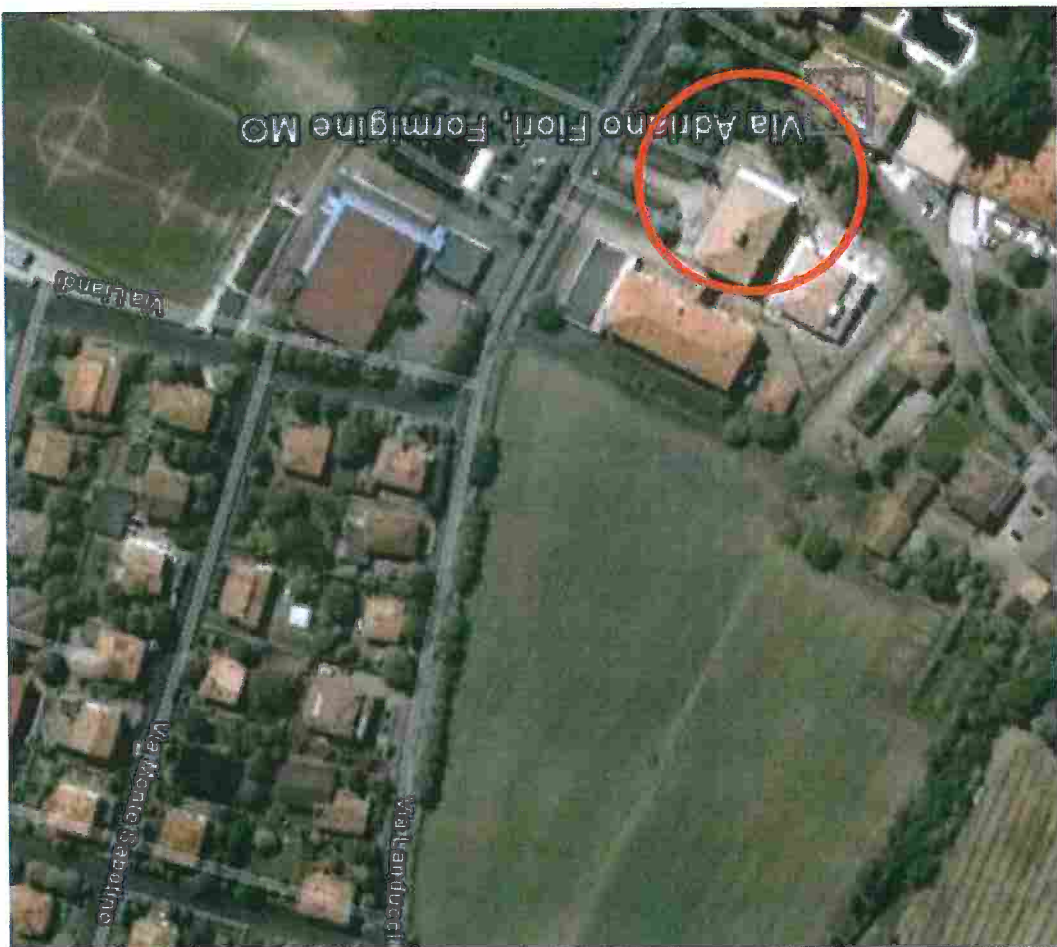


Figura n. 1.1 – Ripresa fotografica aerea dell'area di interesse tratta da archivio informatico interattivo "Google Earth"

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, 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. 14/01/2010 NNTC) , Verifica dello Stato Limite Ultimo (SLU) (par. 6.4 del D.M. 14/01/08) e verifica a possibili fenomeni di liquefazione (D.M. 14/01/2010.

1.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area oggetto di studi è sita, come già detto in via Fiori, località "Casinalbo", Comune di Formigine (MO), come illustrato nella "Carta corografica" (tav. n. 1), in scala 1:25.000, tavole CTR n. 219 NE e 201 SE, nella "Carta topografica" (tav. n. 2) in scala 1:10.000, sezione CTR n. 219030 – Formigine, e nella "Ripresa fotografica generale dell'area di interesse" (Tav. n. 3 e foto sopra esposta fig. 1.1), che compaiono in allegato.
Le coordinate geografiche relative al sito in oggetto, calcolate mediante apposito software ed utilizzando la maglia di punti riportata in figura 1.2 sono le seguenti:

Coordinate WGS84	
Latitudine	44.596013
Longitudine	10.856112
Coordinate ED50	
Latitudine	44.596954
Longitudine	10.857118



Figura n. 1.2 – Maglia di punti che identificano l'area di interesse

2. RELAZIONE GEOLOGICA

2.1 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA DEL SITO

L'area oggetto di intervento si colloca, come già detto in via Fiori, in località "Casinalbo", comune di Formigine ad una quota topografica media di circa 63.00 m s.l.m..

Dal punto di vista dell'idrografia di superficie, l'area in oggetto si trova a circa 750 metri dal Torrente Cerca che scorre ad est della zona di interesse e a circa 150 m dal Canale dei Molini che scorre invece ad ovest. Dal punto di vista geologico, i depositi presenti nell'area fanno parte della *Successione Neogenica Quaternaria del margine appenninico padano*, e da quanto visibile nella "Carta della litologia di superficie" (tav. n. 4), tratta da "Cartografia geologica - Progetto CARG a scala 1:5.000" - Regione Emilia-Romagna, possono essere riassunti come segue:

- **AES8 - Subsistema di Ravenna:**

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

Olocene (età radiometrica della base: 11.000 - 8.000 anni). Tale subsistema è presente nell'area in studio e nel suo contorno sud in litofacies limosa.

Dal punto di vista topografico l'area è completamente pianeggiante con una leggera inclinazione in direzione nord est in concordanza con l'andamento generale della pianura padana.

Dalla consultazione della tav. B3 del PSC Comune di Formigine "Carta Geomorfologica", di cui se ne allega di seguito uno stralcio, si evince che nell'area non è evidenziato alcun fenomeno geomorfologico degno di nota.

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

- **n° 1 prova penetrometrica statica con punta meccanica CPT;**
- **n° 1 indagine sismica passiva HVSR;**

L'ubicazione della CPT e della HVSR sono riportate nella **tav. n. 5** "Indagini geognostiche". I tabulati e i diagrammi relativi alla prova penetrometrica statica CPT eseguita, corredata dell'interpretazione geotecnica, sono riportati in **allegato n. 1**, mentre i diagrammi e i risultati relativi alla HVSR sono visibili in **allegato n. 3**.

2.2.1 Prova penetrometrica statica con punta meccanica CPT

In data 20/05/2011 è stata eseguita n. 1 prova penetrometrica statica con punta meccanica (CPT), spinta a rifiuto sul tetto del primo livello ghiaioso-sabbioso addensato alla profondità di – 8,20 m dall'attuale piano di campagna.

Il penetrometro utilizzato per realizzare le prove è un Pagani TG 63/100 da 100 kN di spinta, montato su cingoli gommati. Il dispositivo di misura consiste in una centralina di acquisizione digitale. Il segnale elettrico generato dalla cella di pressione durante l'infrissione della CPT viene opportunamente condizionato e amplificato dalla centralina di acquisizione e visualizzato su di un display digitale a quattro cifre.

Le caratteristiche dello strumento impiegato per i sondaggi sono le seguenti:

Punta meccanica	Bege mann
Spinta	100 kN
Intervalli di misura	20 cm
Parametri registrati	Rp (resistenza alla punta)
	RI (resistenza attrito laterale)
Area punta	10 cm ²
Angolo alla punta	60°

In allegato (**all. n. 1**) sono riportati i grafici e le tabelle riguardanti le prove eseguite, corredate dell'elaborazione geotecnica e litostratigrafica.

La prova penetrometrica statica CPT (Cone Penetration Test) viene realizzata infiggendo nel terreno, alla velocità di 2 cm/sec, la punta meccanica Begemann. La punta (fig. 2.2.1) 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.

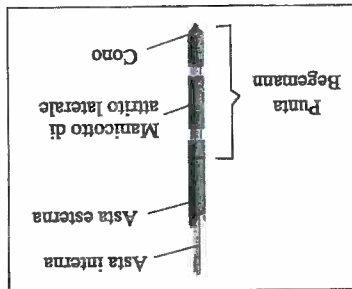


Figura 2.2.1

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 :

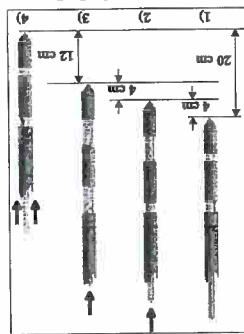


Figura 2.2.2

- 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 (Rp);
- 3) spinta esercitata sulle aste interne con avanzamento di 4 cm di cono + manicotto; visualizzazione dello sforzo di punta + attrito laterale (Rl);
- 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 delle aste (Rt).

Nella fase d'avanzamento in cui viene letta la resistenza alla punta, il display restituisce automaticamente il carico unitario di resistenza (Rp) tenuto conto della superficie di

infrissione di circa 10 cm². Nella fase di avanzamento in cui viene letta la somma delle resistenze alla punta ed al manicotto di frizione il display visualizza il carico assoluto espresso in kg diviso per 10 (Rl).
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:

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

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

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

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 Rp e Rl** come parametro indicativo delle variazioni litologiche. In particolare l'Autore suggerisce le seguenti correlazioni:

Rapporto Rp/Rl	
Rp/Rl < 15	Argilla organica e torba
15 < Rp/Rl < 20	Limo e/o argilla inorganica
30 < Rp/Rl < 60	Limo sabbioso e sabbia limosa
Rp/Rl > 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 Rl/Rp**), secondo il grafico seguente:

[illegible]

eseguite mediante freatimetro elettroacustico. Dalla consultazione della Tavola B.6 del P.S.C. del Comune di Formigine " Sistema naturale ed ambientale – Soggiacenza", di cui è presente un estratto in Figura 2.3.1, si evince che il livello della falda, nell'area in esame, si attesta ad una quota pari a $D_w = - 22.00$ m da p.c..

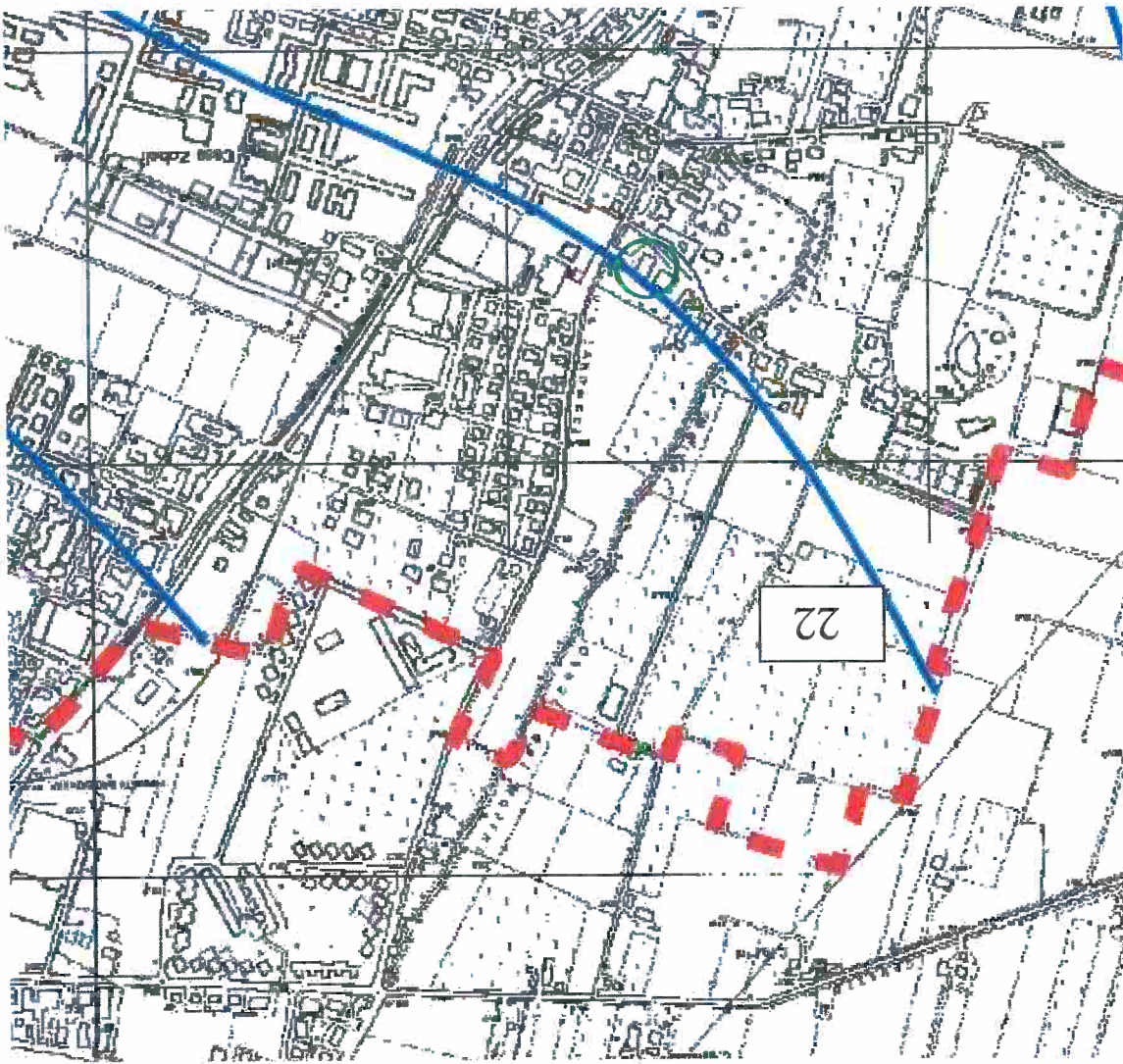


Figura 2.3.1: Estratto della Tav. B.6 del Piano strutturale comunale del Comune di Formigine, relativo all'area di interesse racchiusa nel cerchio verde.

Anche dalla consultazione della Tavola B.2 del P.S.C. del Comune di Formigine " Sistema naturale ed ambientale – Tetto delle ghiaie", si evince che il tetto delle ghiaie, nell'area in esame, si attesta intorno alla quota di circa $D_g = - 7.00$ da p.c..

2.4 GESTIONE DELLE TERRE DA SCAVO

Dal momento che per la realizzazione dell'intervento in progetto ci sarà una modesta quantità di terra di risulta derivante dalle operazioni di scavo, per quanto concerne la certificazione della qualità ambientale di tale terreno presente nel lotto, non si è reputato necessario procedere alla stesura della relazione tecnica-ambientale inerente la gestione delle terre da scavo (prevista dal **D. Lgs. 152/06**), con prelievo di campioni di terreno in sito e successive analisi chimiche. Ci si è avvalsi invece della **Legge di conversione 28 Gennaio 2009 n. 2 (Decreto-Legge 29/11/2008 n. 185)**, che ha modificato l'art. 185 comma 1 del D.Lgs. n° 152/06 e che afferma che: **"è consentito, per le terre non contaminate, il loro utilizzo nello stesso sito di produzione"** (art. 185 comma 1 lettera c bis del D. Lgs. N° 152/06).

Il terreno rimosso si può infatti considerare **pulito** in quanto l'area è in una zona che non è mai stata soggetta a particolari lavorazioni inquinanti, quindi potrà essere utilizzato come **"sottoprodotto"** in cantiere, per sistemazioni morfologiche dell'area cortiliva.

3 RELAZIONE GEOTECNICA

3.1 INDAGINI GEOGNOSTICHE

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

- **n. 1 prova penetrometrica statica CPT;**
- **n. 1 indagine sismica passiva HVSR**

In allegato n. 1 sono presenti i grafici e i tabulati relativi alla prova penetrometrica statica CPT corredata di interpretazione geotecnica. L'ubicazione di tale indagine e della HVSR sono visibili nella **tav. n. 5** che compare in allegato. I risultati dell'indagine sismica HVSR sono invece consultabili in **allegato n. 3** e la sua ubicazione sempre in **tav. n. 5**.

3.2 MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

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

Modello geotecnico schematico:

Strato	Profondità (in m da p.c.)	Litologia	FALDA	Parametri Geotecnici
1	da 0.00 m a - 5.40 m	Arg. limosa a media consistenza	ASSESS	$\gamma = 1850 \text{ kg/m}^3 \approx 18.50 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 2150 \text{ kg/m}^3 \approx 21.50 \text{ kN/m}^3$ $C_{uk} = 0.70 \text{ kg/cm}^2 \approx 70.0 \text{ kN/m}^2$ $C'_k = 0.07 \text{ kg/cm}^2 \approx 7.0 \text{ kN/m}^2$ $Mo_k = 50.0 \text{ kg/cm}^2 \approx 5000 \text{ kN/m}^2$ $\phi_k = 25^\circ$ $v = 0.40$
2	da - 5.40 m a - 8.00 m	Argilla limosa consistente		$\gamma = 1900 \text{ kg/m}^3 \approx 19.00 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 2200 \text{ kg/m}^3 \approx 22.00 \text{ kN/m}^3$ $C_{uk} = 1.20 \text{ kg/cm}^2 \approx 120 \text{ kN/m}^2$ $C'_k = 0.12 \text{ kg/cm}^2 \approx 12.0 \text{ kN/m}^2$ $Mo_k = 120.0 \text{ kg/cm}^2 \approx 12000 \text{ kN/m}^2$ $\phi_k = 27^\circ$ $v = 0.30$
3	da - 8.00 m a - 12.00 m	Ghiala con sabbia addensata		$\gamma = 1900 \text{ kg/m}^3 \approx 19.00 \text{ kN/m}^3$ $\gamma' = 2100 \text{ kg/m}^3 \approx 21.00 \text{ kN/m}^3$ $C_{uk} = /$ $D_r\% = 80$ $E_k = 500.0 \text{ kg/cm}^2 \approx 50000 \text{ kN/m}^2$ $\phi_k = 35^\circ$ $v = 0.30$

Legenda:

- γ = peso specifico terreno naturale;
 γ' = peso specifico terreno saturo;
 C_{uk} = coesione non drenata caratteristica;
 C'_k = coesione efficace caratteristica;
 Mo_k = modulo di deformazione edometrico;
 ϕ_k = angolo d'attrito caratteristico;
 $D_r\%$ = densità relativa;
 v = modulo di Poisson

3.3 TIPOLOGIA DI FONDAZIONI CONSIGLIATE e VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione delle indagini geotecniche eseguite in sito e in relazione alla tipologia dell'intervento di risanamento e restauro conservativo della ex Scuola Bianchi di Casinalbo, con realizzazione di una scala esterna di sicurezza, si sono ipotizzate per quest'ultima delle fondazioni superficiali dirette su platea in c.a., approfondite

alla quota di $D = -0.80$ m da p.c. 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. Al solo fine di verificare la capacità portante del terreno è stata ipotizzata la tipologia di fondazione qui di seguito descritta. I parametri geotecnici del terreno e le dimensioni delle fondazioni, sono riassunti nella seguente tabella:

REALIZZAZIONE SCALA ESTERNA DI SICUREZZA

Fondazioni dirette superficiali impostate su platea, in c.a.

- larghezza della base	$B = 3.00$ m
- lunghezza della fondazione	$B' = 5.00$ m
- profondità della quota di imposta	$D = 0.80$ m da p.c.
- peso specifico terreno naturale sopra falda	$\gamma = 1850$ kg/m ³ ≈ 18.50 kN/m ³
- peso specifico terreno saturo	$\gamma' = 2150$ kg/m ³ ≈ 21.50 kN/m ³
- coesione non drenata caratteristica	$C_{uk} = 0.70$ kg/cm ² ≈ 70.0 kN/m ²
- coesione efficace caratteristica	$C'_k = 0.07$ kg/cm ² ≈ 7.0 kN/m ²
- angolo d'attrito caratteristico	$\phi_k = 25^\circ$
- Modulo di Poisson	$\nu = 0.40$
- Modulo di deformazione edometrico	$M_o = 50.0$ kg/cm ² ≈ 5000 kN/m ²
- profondità falda freatica	$D_w =$ Non rilevata
- pendenza del terreno	$\beta = \sim 0^\circ$
- classe di sismicità	$C_s = 2$

Il calcolo della pressione ammissibile è stato eseguito utilizzando l'equazione di Terzaghi per fondazioni superficiali dirette impostate su platea in c.a. con la condizione a breve termine dove $C_u \neq 0$ e $\phi = 0$ (condizione più gravosa).

Considerando, inoltre, un fattore di sicurezza $F_s = 3$ si ottengono i seguenti risultati:

Pressione ammissibile Q_{amm} (Verifica a breve termine $C_u \neq 0$ e $\phi = 0$)

Quota di imposta	Pressione limite	Pressione ammissibile
- 0.80 m da p.c. attuale	$4.20 \text{ kg/cm}^2 \approx 420 \text{ kN/m}^2$	$1.40 \text{ kg/cm}^2 \approx 140 \text{ kN/m}^2$

3.4 VERIFICA DEI CEDIMENTI

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

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

Per la verifica dei cedimenti sono stati considerati i parametri geotecnici emersi dall'elaborazione della prova penetrometrica CPT eseguita in sito ed è stato ipotizzato un incremento di carico sul terreno di fondazione, per l'intervento in progetto, pari a $\Delta P = 1.40 \text{ kg/cm}^2 \approx 140 \text{ kN/m}^2$. Tutto ciò premesso, utilizzando il metodo di calcolo di Steinbrenner per i terreni coesivi sono stati ottenuti i seguenti risultati:

REALIZZAZIONE SCALA ESTERNA DI SICUREZZA

Fondazioni dirette superficiali impostate su platea generale in c.a.

Calcolo dei cedimenti immediati secondari e di consolidazione	
Metodo di calcolo dei cedimenti degli strati coesivi Steinbrenner	
Quota di imposta D = - 0.80 m da piano campagna attuale. Carico applicato sul terreno Q = $1.40 \text{ kg/cm}^2 \approx 140 \text{ kN/m}^2$	
Cedimento della fondazione	S = 1.84 cm
Cedimento totale degli strati coesivi	S = 1.84 cm
Cedimento totale del terreno di fondazione	S = 1.84 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):

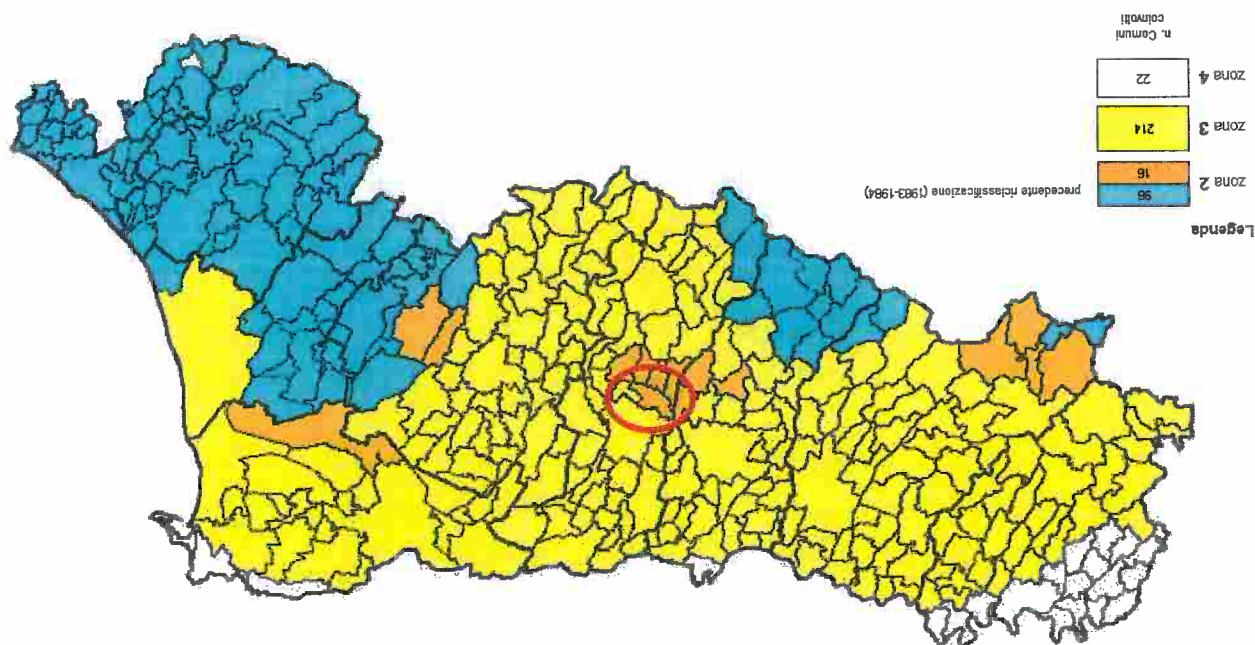
$$k \text{ (kN/mc)} = 40 \cdot Q_{lim} \cdot F_c,$$

dove $F_c = 2.54/\text{cedimento della fondazione (cm)}$.
Considerando, per la realizzazione della scala esterna di sicurezza un cedimento di riferimento pari a $S = 1.84 \text{ cm}$ ed un carico applicato al terreno di fondazione pari a $Q = 1.40 \text{ kg/cm}^2 \approx 140 \text{ kN/m}^2$ il modulo di sottotondo o costante di Winkler è risultato pari a $K = 2.32 \text{ kg/cm}^3 \approx 23200 \text{ kN/m}^3$.

4. CLASSIFICAZIONE e CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO

4.1 SISMICITÀ DELL'AREA

Con l'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008 "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni", il Comune di Formigine (MO) è stato classificato in **classe di sismicità 2 (zona a media sismicità)**.



Secondo la classificazione del suolo, sulla base delle "Nuove Norme tecniche per le costruzioni" (D.M. 14 Gennaio 2008) e tenendo conto dei dati ottenuti dall'indagine geofisica passiva HVSR eseguita in sito, si classifica il terreno di fondazione interessato da intervento, come appartenente alla categoria B, corrispondente a "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s ($N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u30} > 250$ KPa nei terreni a grana fina)".

Inoltre sulla base della classificazione nazionale che fa ricadere l'area in esame in classe 2, i valori di a_g , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g, da adottare in tale classe erano pari ad $a_g = 0.25g$.

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 1424 anni; per l'area in oggetto, identificata dalle seguenti coordinate geografiche (Sistema di riferimento ED50): Latitudine: 44.596954°, Longitudine 10.857118° tale parametro è risultato pari ad a_g attesa= 0.236g.

Determinazione dei parametri sismici

(1) Coordinate WGS84	Lat: 44.596013	Long: 10.856112
(1) Coordinate ED50	Lat: 44.596954	Long: 10.857118

Classe dell'edificio:

Vita nominale: anni

Calcola

Stato Limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [g]	T_c [s]
Operatività (SLO)	90	0.093	2.459	0.275
Danno (SLD)	151	0.105	2.421	0.280
Salvaguardia vita (SLV)	1424	0.236	2.418	0.318
Prevenzione collasso (SLC)	2475	0.277	2.459	0.322
Periodo di riferimento per azione sismica:	150			

Dal momento che il fabbricato oggetto di intervento sarà adibito a scuola materna, rientra tra le opere che ricadono in classe d'uso III, indicativa di affollamento significativo, pertanto si deve considerare una vita nominale della costruzione pari a $V_n = 100$ anni e un coefficiente d'uso della costruzione di $C_u = 1.5$.

Utilizzando quindi i parametri riportati sopra si ottiene un parametro di accelerazione massima attesa a_g in relazione ad un tempo di riferimento T_R di 1424 anni pari a a_g attesa= 0.236g.

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 B si avrà:

$$1.00 \leq S_s = 1.40 - (0.40 \cdot F_0 \cdot a_g/g) \leq 1.20$$

(4.1.1)

dove:

dove $S = S_s * S_t = 1.17 * 1.0 = 1.17$

al calcolo dell'accelerazione massima orizzontale A_{max} :

categoria topografica T_1 , si ottiene un fattore topografico S_t pari a 1.0.

fattore topografico S_T dalla seguente tabella:

Successivamente, sulla base delle condizioni topografiche del sito studiato, si calcola il

relazione 4.1.1, che per il sito oggetto di studio risulta pari a 1.17;

S_S = Coefficiente di amplificazione stratigrafica o fattore stratigrafico, calcolato tramite la

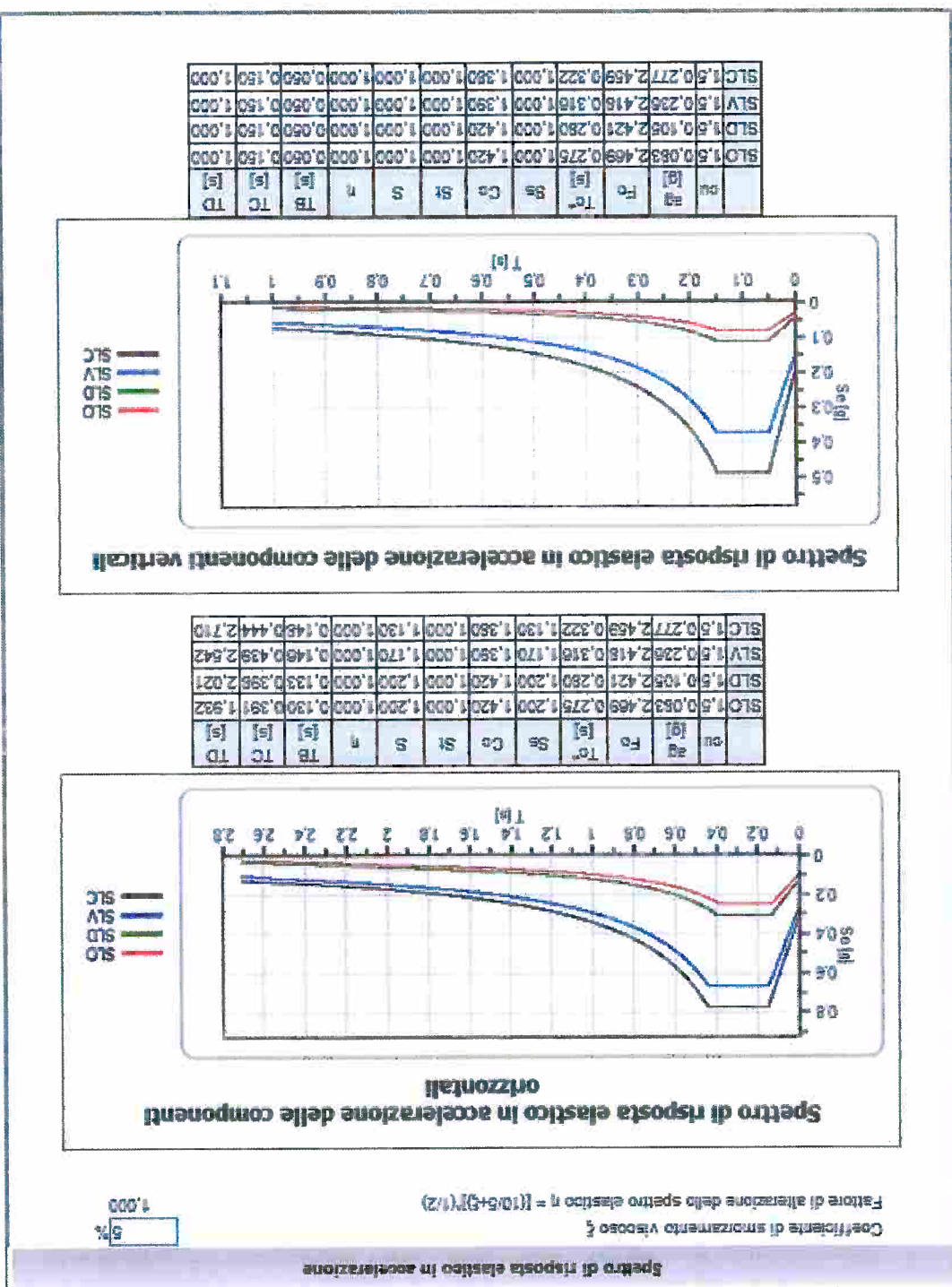
anni/accelerazione di gravità;

a_y/g = accelerazione orizzontale del sito, con tempo di ritorno pari a 1424

mediante l'utilizzo di apposito software, risulta pari a 2.418;

F_0 = 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

Spettri di risposta elastici del sito



4.2 INDAGINI GEOFISICHE

Per classificare l'area da un punto di vista sismico, è stata realizzata in sito un'indagine sismica passiva HVSR. La campagna di indagini geofisiche si può pertanto riassumere in:

- **n. 1 indagine sismica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio);**

In allegato n. 3 sono presenti i grafici relativi ai risultati ottenuti dall'elaborazione dell'indagine sismica HVSR.

4.2.1 Indagine sismica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio - 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 delle **spettro HV**, 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 modi superiori e l'analisi dell'andamento delle tre componenti del moto, è possibile distinguere i picchi di origine naturale da quelli generati dai modi 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 energizzazione esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque. Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un **sismometro digitale** della ditta Sara Electronics di Perugia modello **"SR04HS"** che rappresenta la nuova generazione di strumenti ultra-leggeri e ultra-compatti in alta risoluzione adatto a tali misurazioni.

E' stata eseguita la caratterizzazione sismica dei terreni della zona in studio tramite la tecnica di indagine sismica passiva **"Horizontal to Vertical Spectral Ratio – Metodo di Nakamura" (HVSr)**, al fine di individuare le frequenze caratteristiche di risonanza di sito. Si riportano in **allegato n. 3** una sintesi esplicativa di tale metodo e le caratteristiche della strumentazione utilizzata.

4.2.2 Risultati dell'indagine sismica HVSr

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. E' necessario, per l'**affidabilità del risultato**, conoscere la profondità di un riflettore noto dalla stratigrafia (prova penetrometrica, sondaggio, etc.) e riconoscibile nella **curva HV**. E' possibile calcolare la **Vs30** e la relativa categoria del suolo di fondazione come esplicitamente richiesto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008.

- **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.

Dall'indagine HVSr eseguita e visibile in **allegato n. 3** è stato possibile calcolare la **Vs30** e la relativa categoria del suolo di fondazione come esplicitamente richiesto dalle Norme

Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008. Nell'area in studio tale valore è risultato:
 $V_{s30} = 375\text{m/s}$, confermando l'appartenenza del sito alla classe B.

Sempre dall'analisi della HVSR eseguita si evidenzia un picco in corrispondenza della frequenza di 9 Hz.

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	Coef. Parziale γ_F (o γ_F)	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_{Q1}	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. 4.4.1 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_{Q1} = 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	Descrizione	Simbolo	Coefficienti parziali γ_m		
			(M1)	(M2)	
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi^k$	ϕ^k	1,00	1,25	
Coesione efficace	c^k	c^k	1,00	1,25	
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40	
Peso dell'unità di volume	γ	γ_v	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 uniaassiale 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 (A_1 e A_2), per i parametri geotecnici (M_1 e M_2) e per le resistenze (R_1 , R_2 e R_3).

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" ($A_2+M_2+R_2$) 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 ($A_1+M_1+R_1$)
 - **Approccio 2:** Combinazione 2 ($A_2+M_2+R_2$)
 - **Approccio 2:** Combinazione ($A_1+M_1+R_3$)

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**, nelle verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi è stato calcolato l' **SLU solo a lungo termine** per l'intervento in progetto, utilizzando i seguenti approcci di calcolo:

- 1) Approccio 1 - combinazione 2 ($A_2 + M_2 + R_2$);**
- 2) Approccio 2 - combinazione ($A_1 + M_1 + R_3$)**

L'**Approccio 1** prevede due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti, la prima combinazione (**$A_1 + M_1 + R_1$**) è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione (**$A_2+M_2+ R_2$**), 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 **'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, utilizzando come fattore di capacità portante $N_c = 5.71$ (secondo Terzaghi) sarà pari a:

REALIZZAZIONE SCALA ESTERNA DI SICUREZZA

Carico limite ultimo SLU - Breve Termine – Condizioni non drenate

Profondità di imposta	Dimensioni della platea di fondazione	Carico limite ultimo SLU
- 0.80 m da p.c. attuale	3.00 m x 5.00 m	1.66 k g/cm ² \approx 166 kN/m ²

Utilizzando sempre **'Approccio 1, combinazione 2 (A2 + M2 + R2)** si è calcolato lo stato limite ultimo, in condizioni "drenate", dove $C' = 0$ e $\phi' \neq 0$, considerando un angolo di attrito efficace caratteristico del valore $\phi'k = 25^\circ$. Applicando il coefficiente di riduzione parziale per la tangente dell'angolo di attrito secondo la relazione: $\tan \phi'k = \tan \phi'k / 1.25$, dove $\phi'k$ è l'angolo d'attrito di progetto, ne deriva il seguente valore ridotto: $\phi'd \approx 20^\circ$. Quindi secondo la formula di Terzaghi si ottiene, per l'intervento in progetto uno stato limite ultimo pari a:

REALIZZAZIONE SCALA ESTERNA DI SICUREZZA

Carico limite ultimo SLU - Lungo Termine – Condizioni drenate

Profondità di imposta	Dimensioni della platea di fondazione	Carico limite ultimo SLU
- 0.80 m da p.c. attuale	3.00 m x 5.00 m	1.32 kg/cm ² \approx 132 kN/m ²

Utilizzando invece **'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 $\phi = 0$, 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, utilizzando sempre come fattore di capacità portante $N_c = 5.71$ sarà pari a :

REALIZZAZIONE SCALA ESTERNA DI SICUREZZA

Carico limite ultimo SLU - Breve Termine - Condizioni non drenate

Profondità di imposta	3.00 m x 5.00 m	1.80 kg/cm ² ≈ 180 kN/m ²
Dimensioni della platea di fondazione		
Carico limite ultimo SLU		

Per quanto riguarda il carico limite ultimo in condizioni "drenate", dove $C' = 0$ e $\phi' \neq 0$, è stato considerato, sempre seguendo "Approccio 2, combinazione ($A1 + M1 + R3$) un angolo di attrito caratteristico del valore $\phi'k = 25^\circ$. Applicando il coefficiente di riduzione parziale per la tangente dell'angolo di attrito secondo la relazione: $\tan \phi'k / 1,0$, dove $\phi'd$ è l'angolo d'attrito di progetto, ne deriva, essendo $\phi'k = \phi'd$ il seguente valore: $\phi'd = 25^\circ$. Quindi secondo la formula di Terzaghi si ottiene, per l'intervento in progetto uno stato limite ultimo pari a:

REALIZZAZIONE SCALA ESTERNA DI SICUREZZA

Carico limite ultimo SLU - Lungo Termine - Condizioni drenate

Profondità di imposta	3.00 m x 5.00 m	1.94 kg/cm ² ≈ 194 kN/m ²
Dimensioni della platea di fondazione		
Carico limite ultimo SLU		

4.4 VERIFICA A POSSIBILI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE (metodo Robertson e Wride - 1997)

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.

Nel caso in esame la verifica a liquefazione non è stata eseguita in quanto la falda non è stata rilevata dalle indagini in sito. Dalla consultazione della Tavola B.6 del P.S.C. del Comune di Formigine " Sistema naturale ed ambientale – Soggiacenza", il livello

piezometrico risulta essere a profondità superiore a 20.00 m da p.c., quindi a profondità tale da non giustificare la suddetta verifica in quanto i potenziali livelli saturi granulari liquefacibili, anche in caso di risalita del livello della falda non interferiscono con il sottosuolo interessato da intervento.

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Sulla base dei dati emersi dalla modellazione geologica e geotecnica e dall'analisi della "risposta sismica del sito", in relazione alle verifiche eseguite, il terreno di fondazione è risultato **idoneo** da un punto di vista geologico-geotecnico-sismico all'intervento di Restauro e Risanamento conservativo, con realizzazione di una scala esterna di sicurezza della Ex Scuola Bianchi, sita in via Fiori, località "Casinalbo", comune di Formigine (MO). La presente relazione è stata redatta ai sensi del D.M. 14 Gennaio 2008 "Nuove Norme Tecniche per le costruzioni".

Per la realizzazione della scala esterna di sicurezza in progetto, si sono ipotizzate fondazioni dirette superficiali impostate su platea in c.a. che, se approfondite alla quota **D = - 0.80 m** dal p.c., potranno utilizzare una pressione ammissibile sul terreno pari a: **Q_{amm} = 1.40 Kg/cm² ≈ 140 KN/m²**, 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 si manterranno entro valori modesti e ammissibili per la struttura in progetto.

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 solo a lungo termine** per l' intervento in progetto, 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**.

REALIZZAZIONE SCALA ESTERNA DI SICUREZZA

FONDAZIONI SUPERFICIALI DIRETTE SU PLATEA IN C.A.

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
1.66 Kg/cm ² ≈ 166 kN/m ²	1.32 Kg/cm ² ≈ 132 kN/m ²	1.80 Kg/cm ² ≈ 180 kN/m ²	1.94 Kg/cm ² ≈ 194 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 Formigine (MO) ricade in **classe 2**, indicativa di zona a **media pericolosità sismica**.

È stata condotta una caratterizzazione del terreno attraverso l'esecuzione di un'indagine sismica passiva HVS-R. Tale indagine ha permesso di determinare la velocità delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m (V_{s30}), che è risultata pari a **$V_{s30} = 375$ m/s**, confermando l'appartenenza del terreno di fondazione alla **categoria B₁**, corrispondente a "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto 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 360 m/s e 800 m/s ($N_{SP,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $cu_{30} > 250$ KPa nei terreni a grana fina)".

Inoltre sulla base della classificazione nazionale che fa ricadere l'area in esame in **classe 2**, i valori di a_g , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , da adottare in tale classe erano pari ad **$a_g = 0.25g$** .

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 **1424 anni**, per l'area in oggetto, identificata dalle seguenti coordinate geografiche (Sistema di riferimento ED50): Latitudine: 44.596954°, Longitudine 10.857118° tale parametro è risultato pari ad **$a_{g\text{ attesa}} = 0.236g$** .

Dal momento che il fabbricato oggetto di intervento sarà adibito a scuola materna, rientra tra le opere che ricadono in classe d'uso III, indicativa di affollamento significativo, pertanto si deve considerare una **vita nominale della costruzione pari a $V_N = 100$ anni e un coefficiente d'uso della costruzione di $C_u = 1.5$** .

Utilizzando quindi i parametri riportati sopra si ottiene un parametro di accelerazione massima attesa a_g in relazione ad un tempo di riferimento T_R di 1424 anni pari a a_g attesa = **0.236g**.

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

$$A_{max} = S \cdot a_g = 1.17 \cdot 0.236 \text{ g} = 0.27 \text{ g}$$

La verifica alla liquefazione, non è stata eseguita in quanto la falda non è stata rilevata (vedi paragrafo 4.4).

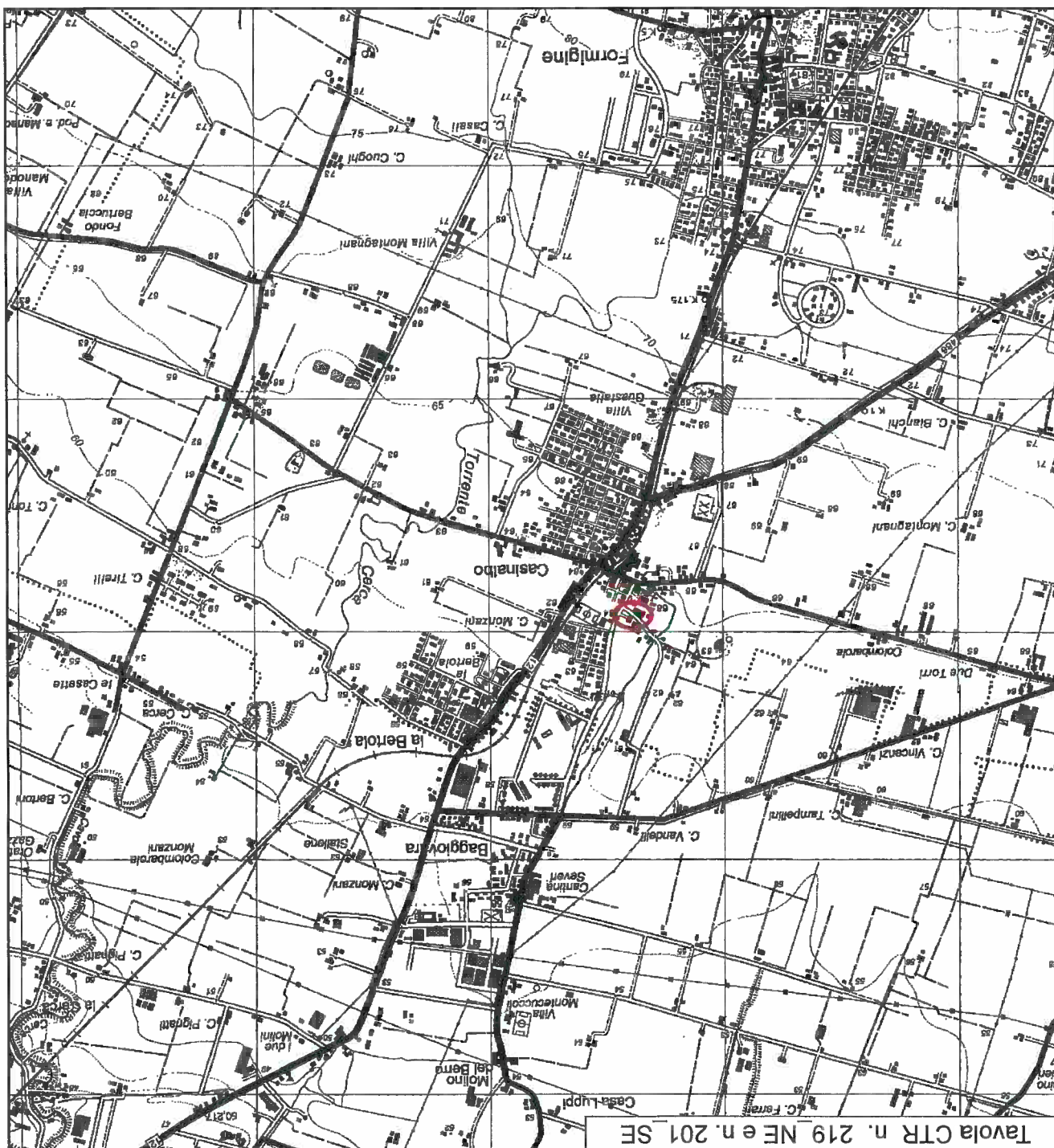
Dal momento che per la realizzazione dell'intervento in progetto ci sarà una modesta quantità di terra di risulta derivante dalle operazioni di scavo, per quanto concerne la certificazione della qualità ambientale di tale terreno presente nel lotto, non si è reputato necessario procedere alla stesura della relazione tecnica-ambientale inerente la gestione delle terre di scavo (prevista dal D. Lgs. 152/06), con prelievo di campioni di terreno in sito e successive analisi chimiche. Ci si è avvalsi invece della Legge di conversione 28 Gennaio 2009 n. 2 (Decreto-Legge 29/11/2008 n. 185), che ha modificato l'art. 185 comma 1 del D. Lgs. n° 152/06 e che afferma che: "è consentito, per le terre non contaminate, il loro utilizzo nello stesso sito di produzione". Il terreno rimosso può essere considerato pulito e quindi potrà essere utilizzato come "sottoprodotto" all'interno dello stesso cantiere, per sistemazioni morfologiche dell'area.

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

Modena, 24 Maggio 2011



Tavola CTR n. 219 NE e n. 201 SE



Tav. n. 1 "Carta corografica"

Scala 1: 25.000

Area di interesse



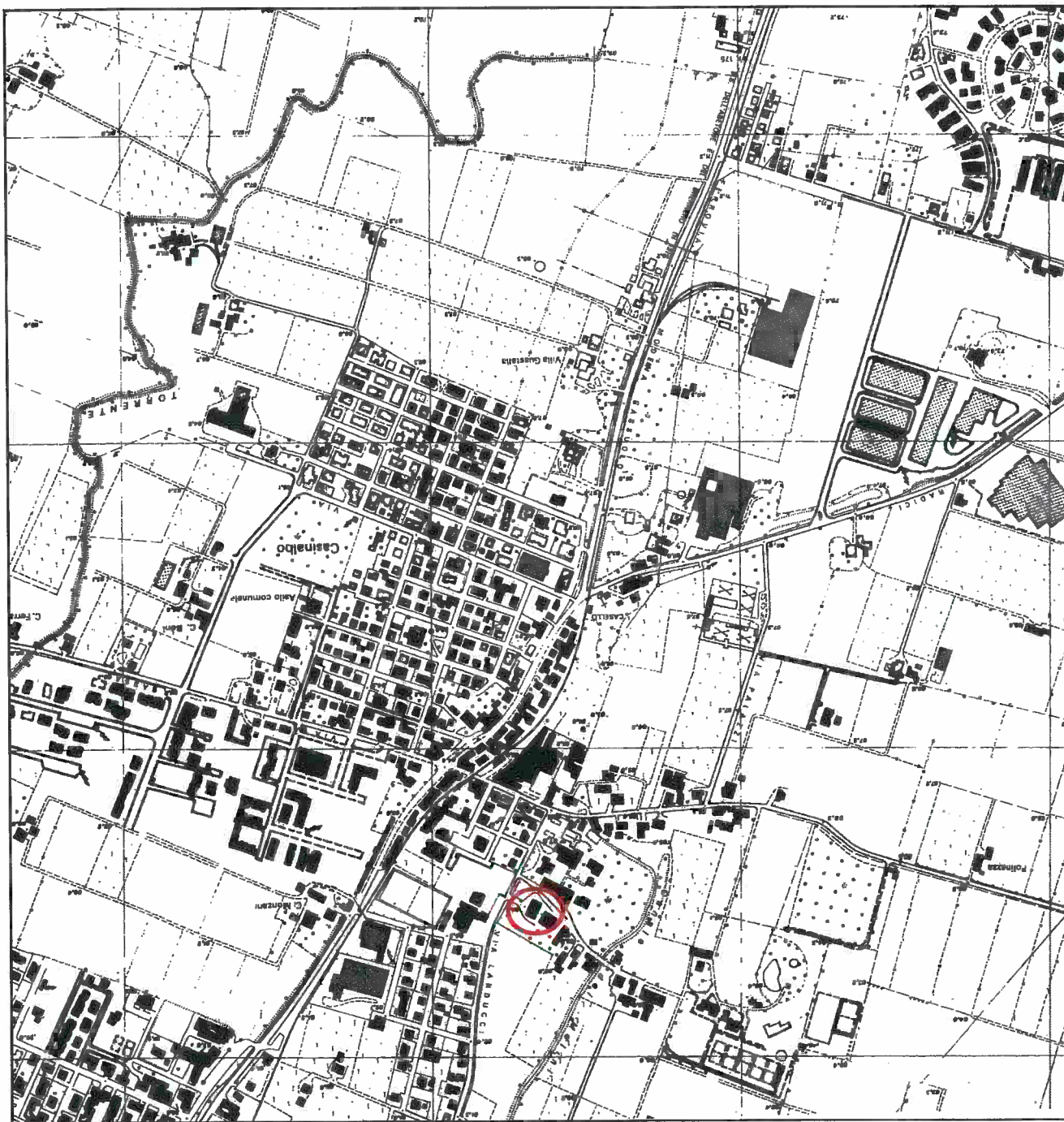
Legenda



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

Sezione C.T.R. n. 219030 - Formigine



Tav. n. 2 "Carta topografica"

Scala 1: 10.000

Area di interesse



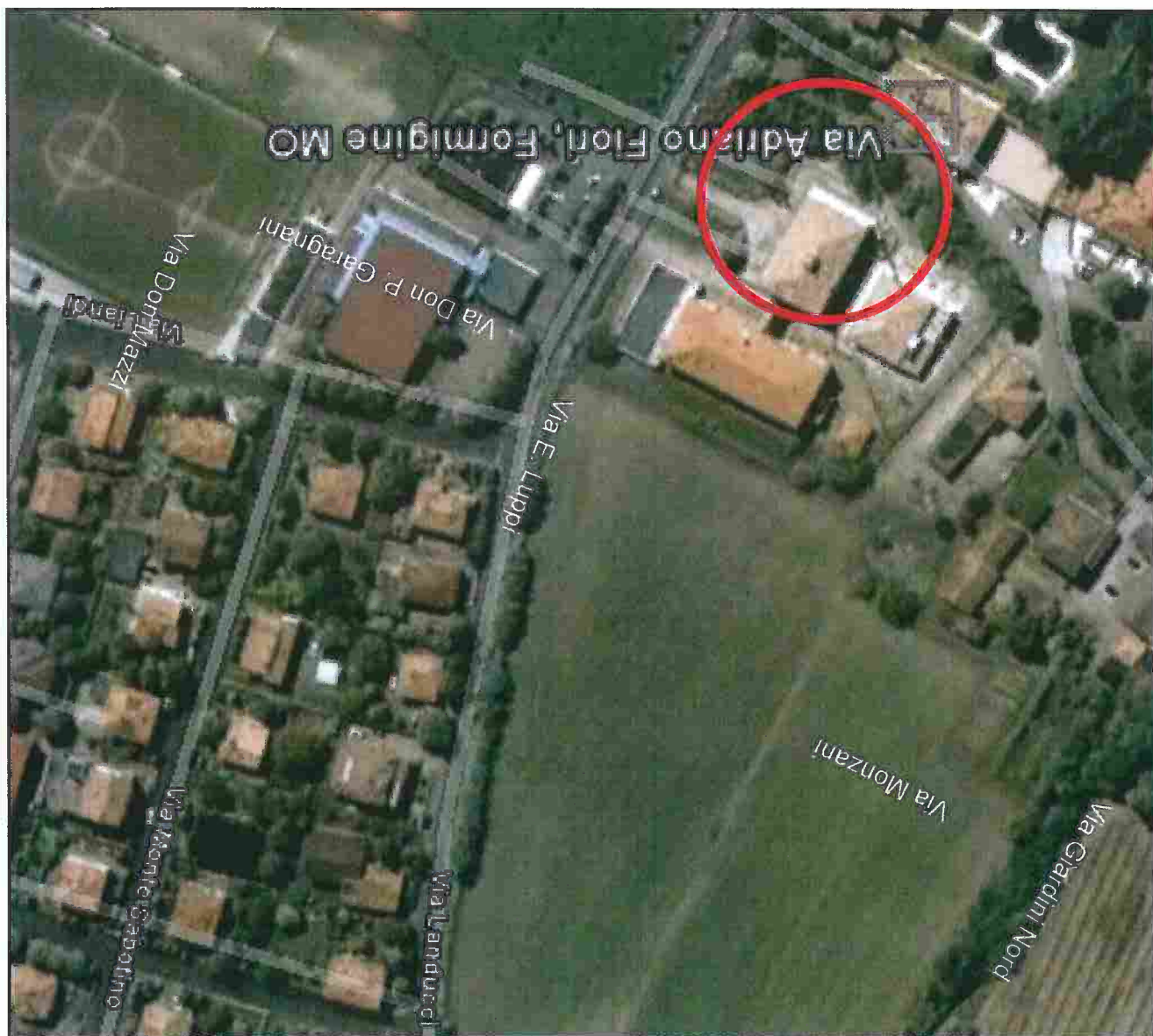
Legenda



Tav. n. 3 "Ripresa fotografica generale dell'area di interesse"

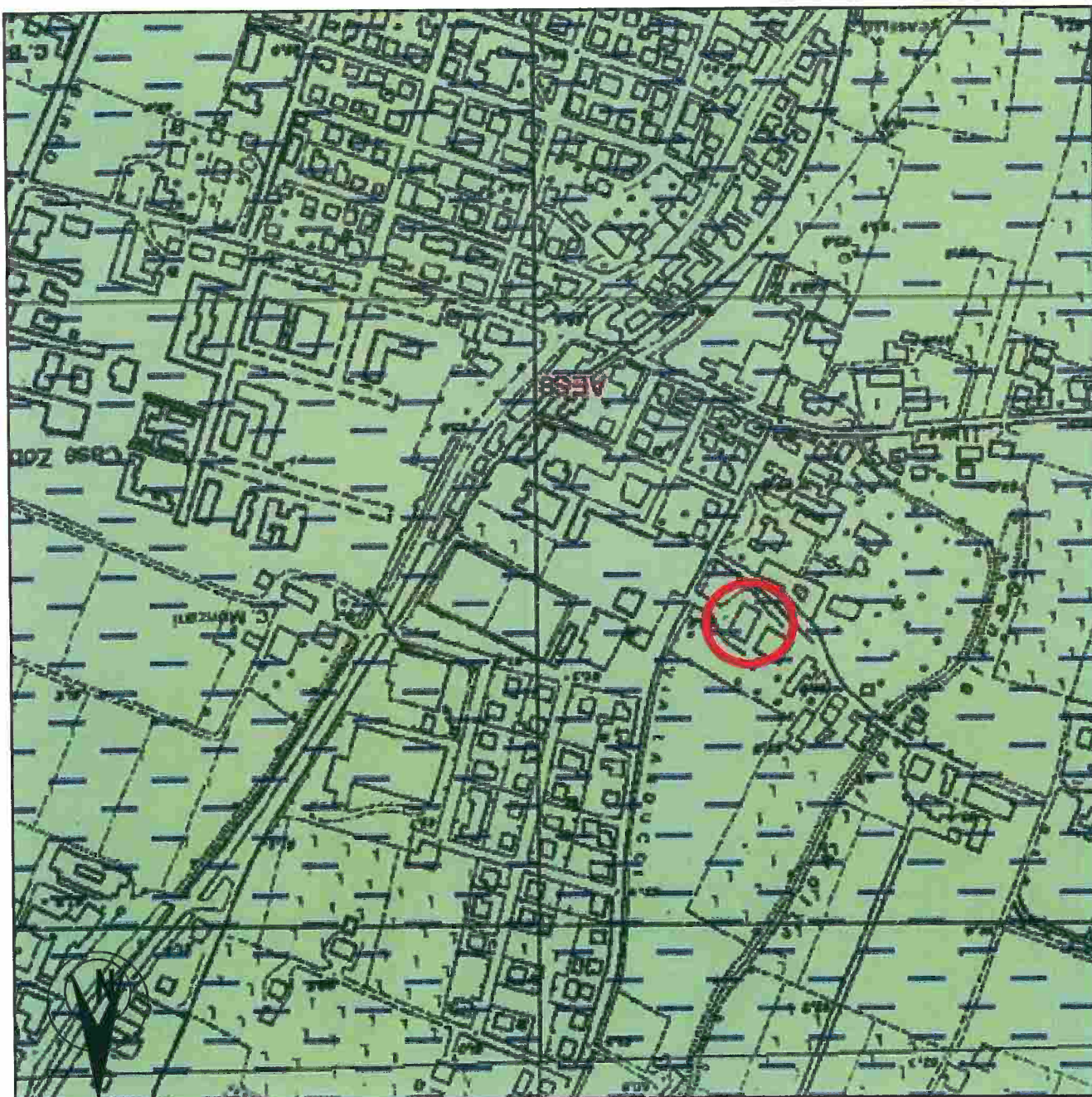
(tratta da "Google Earth")
Scala grafica

Area oggetto di studio



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

GEO GROUP s.r.l.



Tav. n. 4 "Carta della litologia di superficie"
Scala 1 : 5.000

Legenda

AES8 - SUBSISTEMA DI RAVENNA:
Ghiaie passanti a sabbie e limi organizzate
in ordini di terrazzi alluvionali (Olocene).
Lito facies: limi.



Area di interesse



AES8 - SUBSISTEMA DI RAVENNA:
 Ghiaie passanti a sabbie e limi organizzate
 in ordini di terrazzi alluvionali (Olocene).
 Litofacies: limi.

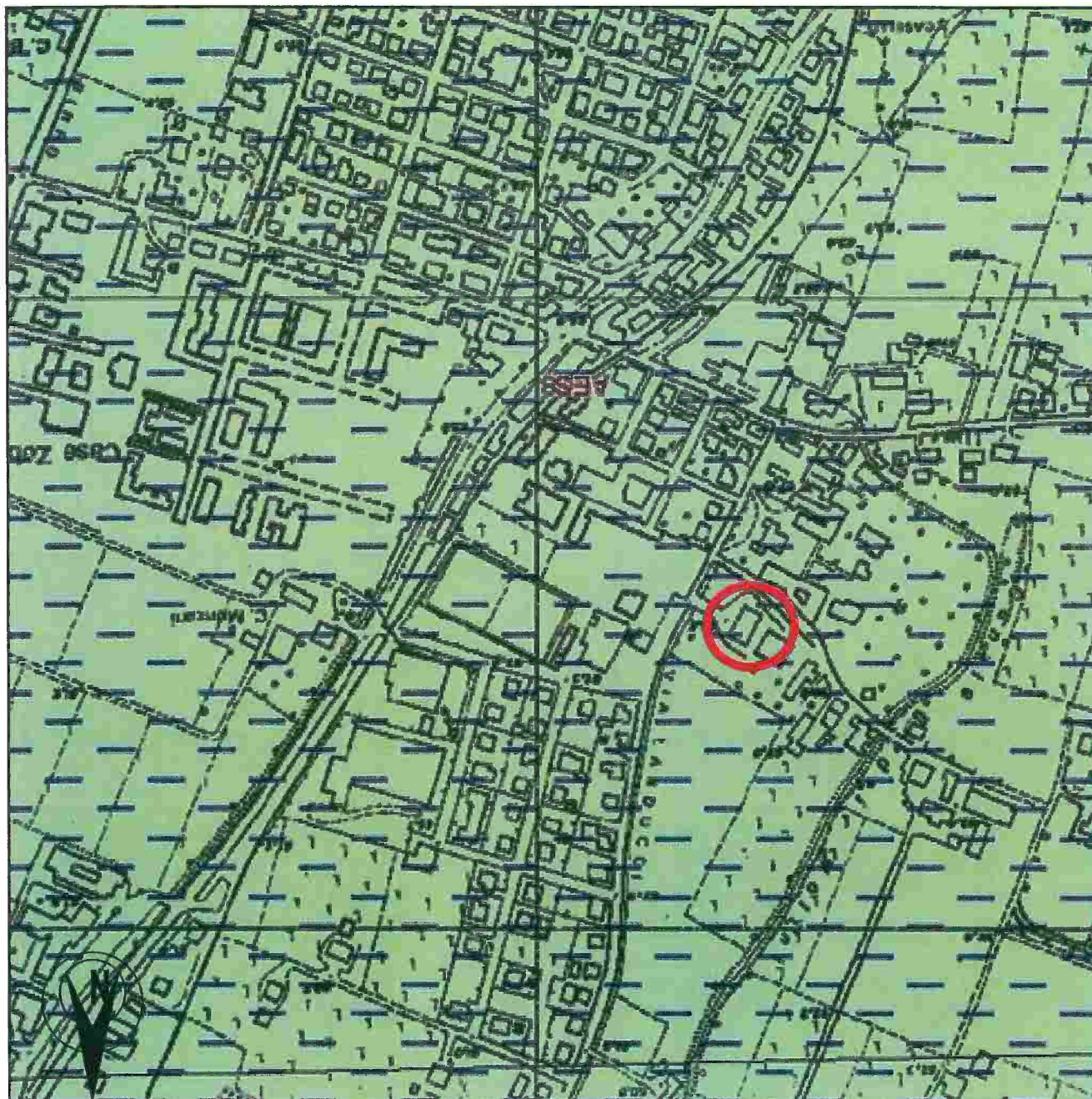


Area di interesse



Legenda

Tav. n. 4 "Carta della litologia di superficie"
 Scala 1: 5.000



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 "Indagini geostatiche"

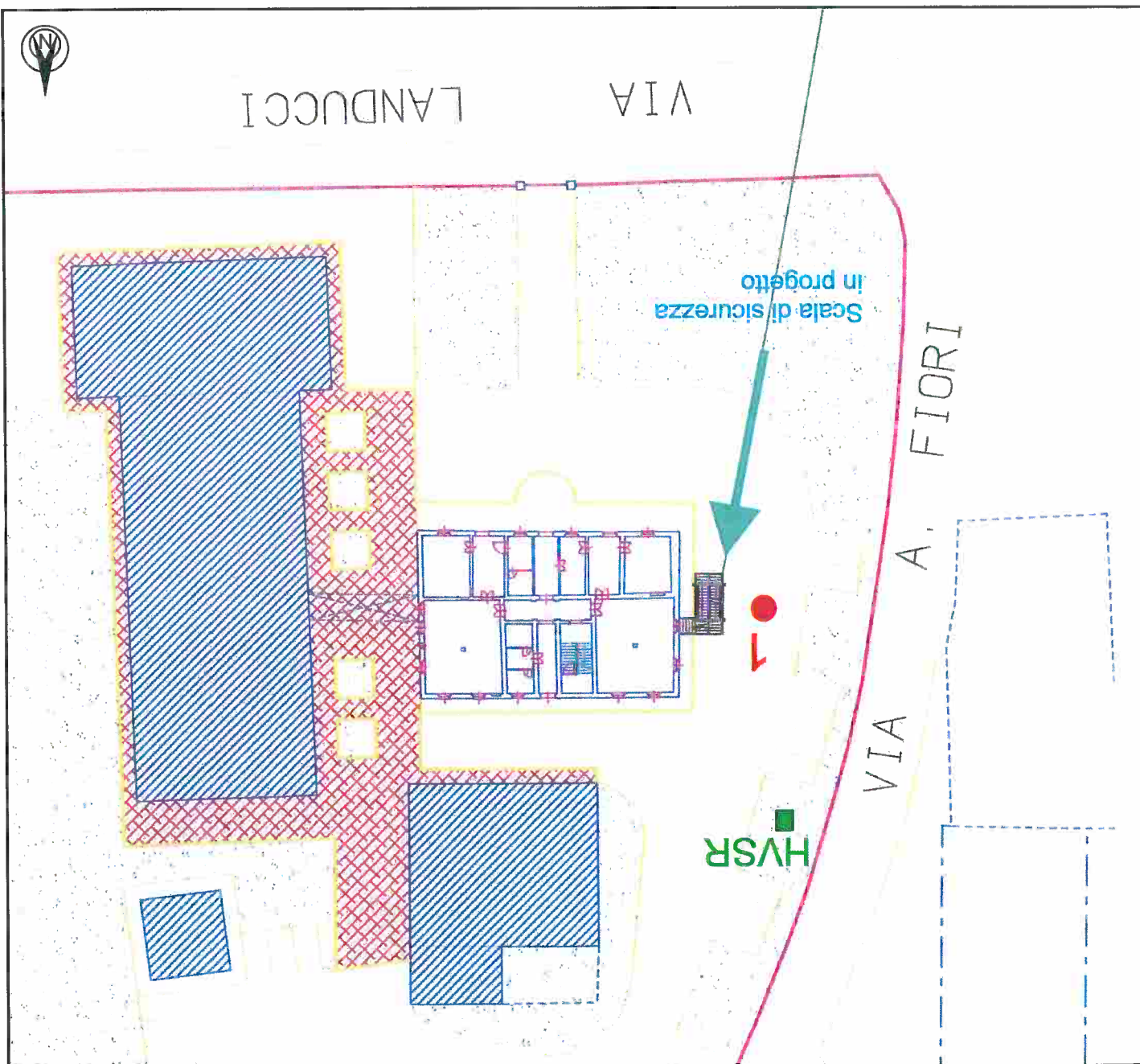
Scala grafica

Legenda

Indagine sismica passiva HVSR



Prova penetrometrica statica
con punta meccanica CPT



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

GEO GROUP S.R.L.

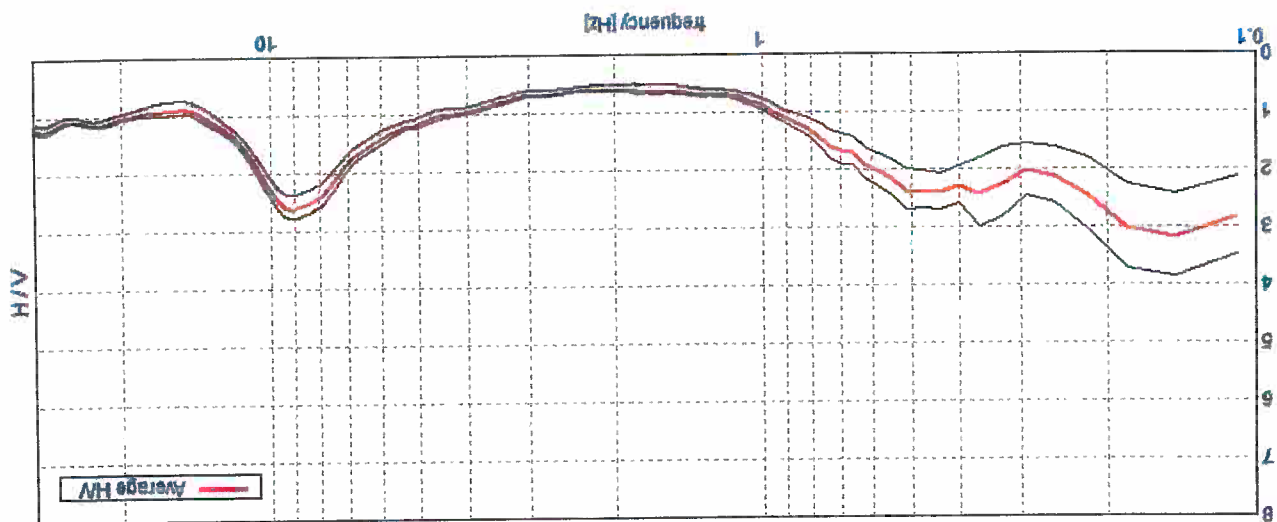
CASINALBO, GEOGROUP

Instrument: EXT - SARA SR04HS
 Start recording: 19/05/11 12:36:46
 End recording: 19/05/11 12:56:46
 Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
 GPS data not available

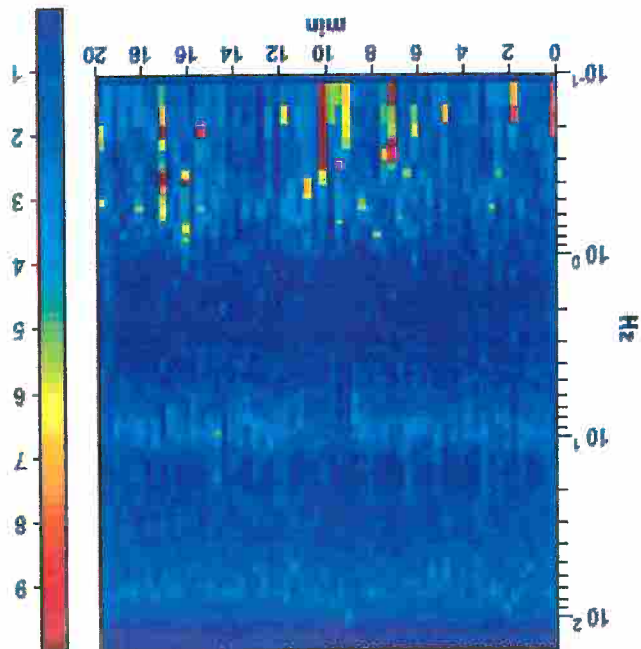
Trace length: 0h20'00". Analysis performed on the entire trace.
 Sampling frequency: 300 Hz
 Window size: 20 s
 Smoothing window: Triangular window
 Smoothing: 10%

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

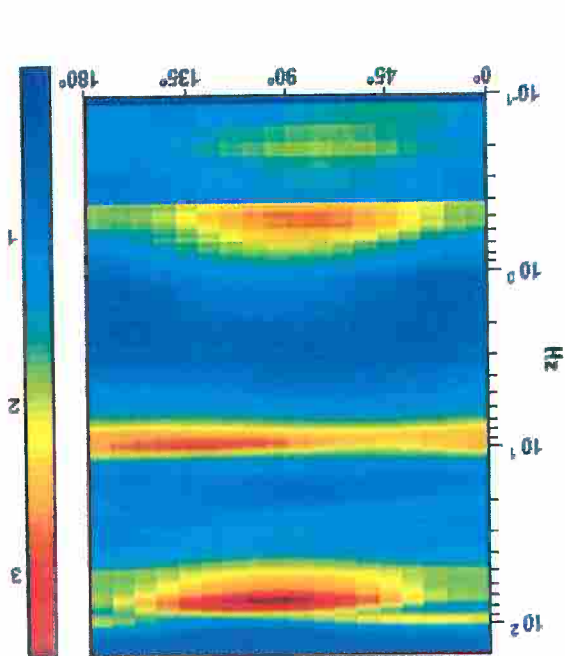
Max. H/V at 0.16 ± 0.01 Hz. (in the range 0.0 - 150.0 Hz)



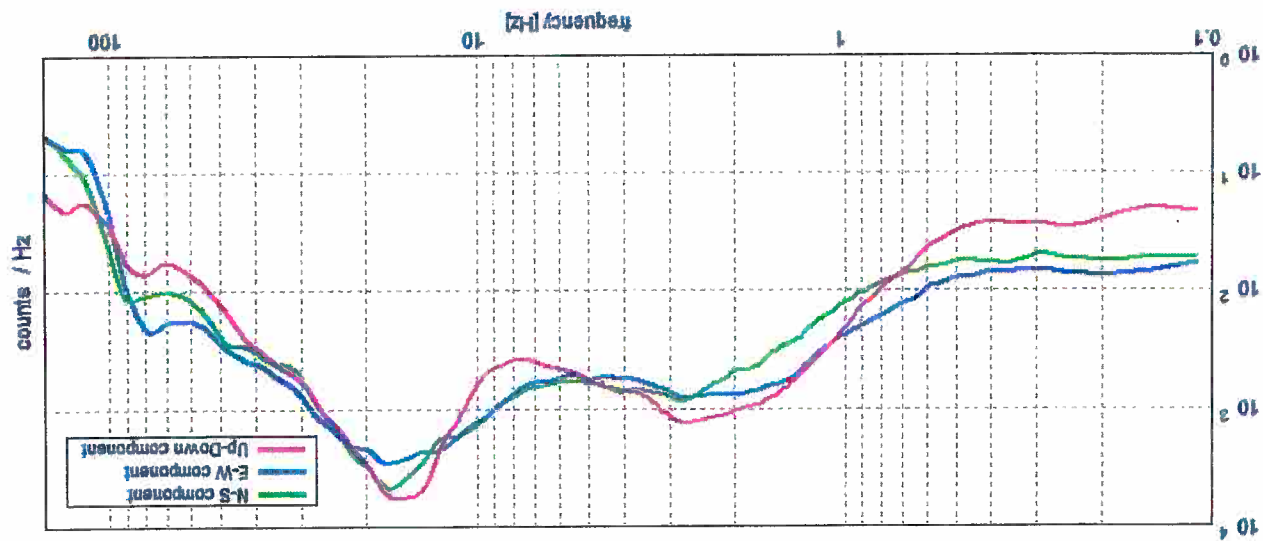
H/V TIME HISTORY



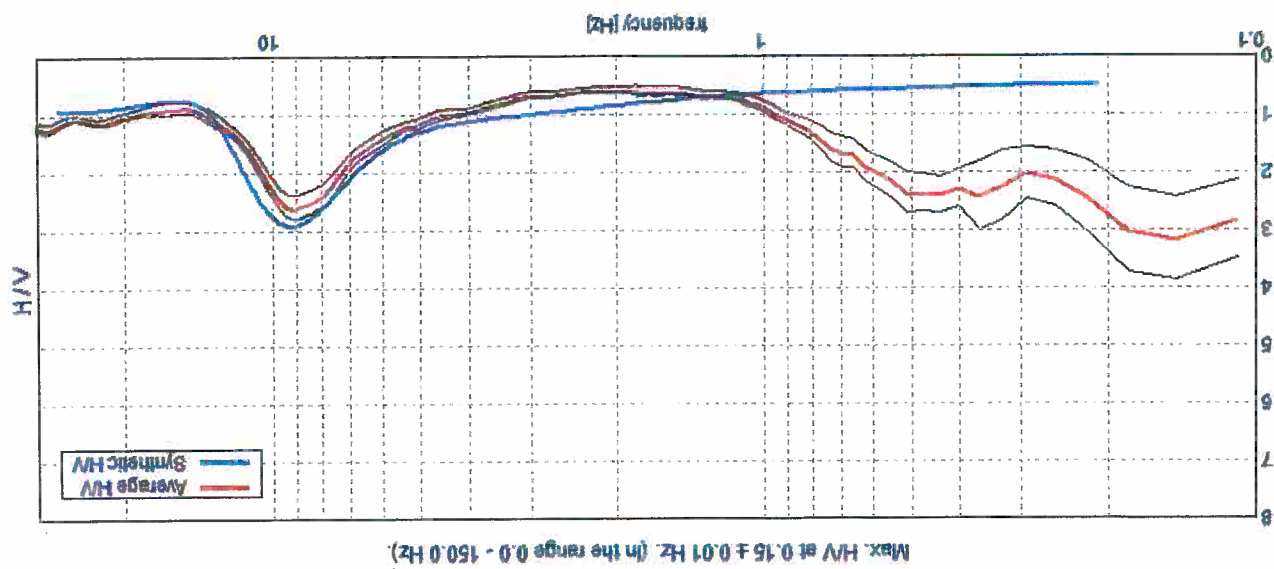
DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA



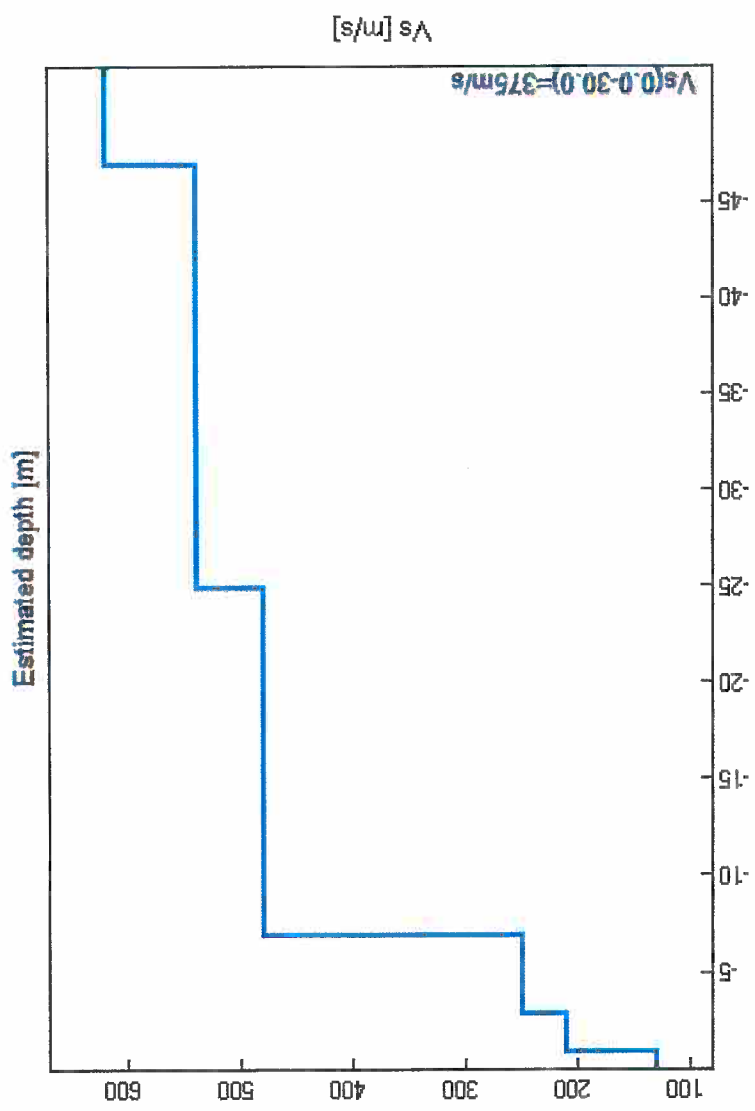
EXPERIMENTAL VS. SYNTHETIC HV



Max. H/V at 0.15 ± 0.01 Hz. (in the range 0.0 - 150.0 Hz).

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
inf.	inf.	620	0.35
47.00	22.00	540	0.35
25.00	18.00	480	0.35
7.00	4.00	250	0.35
3.00	2.00	210	0.35
1.00	1.00	130	0.35

Vs(0.0-30.0)=375m/s



[According to the Sesame, 2005 guidelines. Please read carefully the *gnrlla* manual before interpreting the following tables.]

Max. H/V at 0.15 ± 0.01 Hz (in the range 0.0 - 150.0 Hz).

Criteria for a reliable HVSR curve			
$f_0 > 10 / L_w$	0.15 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	175.8 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for 0.5f ₀ < f < 2f ₀ if f ₀ > 0.5Hz	Exceeded 0 out of 7 times	OK	
$\sigma_A(f) < 3$ for 0.5f ₀ < f < 2f ₀ if f ₀ < 0.5Hz			
Criteria for a clear HVSR peak			
[At least 5 out of 6 should be fulfilled]			
Exists f ⁻ in [f ₀ /4, f ₀] A _{H/V} (f ⁻) < A ₀ / 2	0.073 Hz	OK	
Exists f ⁺ in [f ₀ , 4f ₀] A _{H/V} (f ⁺) < A ₀ / 2			NO
A ₀ > 2	3.15 > 2	OK	
f _{peak} [A _{H/V} (f) ± σ _A (f)] = f ₀ ± 5%	0.0232 < 0.05	OK	
σ _f < ε(f ₀)	0.0034 < 0.03662	OK	
σ _A (f ₀) < θ(f ₀)	0.3472 < 3.0	OK	

L _w	number of windows used in the analysis
n _c = L _w n _w f ₀	current frequency
f ₀	H/V peak frequency
σ _f	standard deviation of H/V peak frequency
ε(f ₀)	threshold value for the stability condition σ _f < ε(f ₀)
A ₀	H/V peak amplitude at frequency f ₀
A _{H/V} (f)	H/V curve amplitude at frequency f
f ⁻	frequency between f ₀ /4 and f ₀ for which A _{H/V} (f ⁻) < A ₀ /2
f ⁺	frequency between f ₀ and 4f ₀ for which A _{H/V} (f ⁺) > A ₀ /2
σ _A (f)	standard deviation of A _{H/V} (f), σ _A (f) is the factor by which the mean A _{H/V} (f) curve should be multiplied or divided
σ _{logH/V} (f)	standard deviation of log A _{H/V} (f) curve
θ(f ₀)	threshold value for the stability condition σ _A (f) < θ(f ₀)

Threshold values for σ _f and σ _A (f ₀)					
Freq.range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
ε(f ₀) [Hz]	0.25 f ₀	0.2 f ₀	0.15 f ₀	0.10 f ₀	0.05 f ₀
θ(f ₀) for σ _A (f ₀)	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
Log θ(f ₀) for σ _{logH/V} (f ₀)	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

LEGENDA VALORI DI RESISTENZA
FATTORI DI CONVERSIONE

Strumento utilizzato:
Pagani TG63-100 -

Caratteristiche:

- punta conica meccanica Ø 35,7 mm, area punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- punta conica meccanica angolo di apertura: $\alpha = 60^\circ$
- manico laterale di attrito tipo "Begemann" (Ø = 35,7 mm - h = 133 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 $CT = SPINTA \text{ (Kg)} / LETTURA \text{ DI CAMPAGNA}$
- (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 manico (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 manico laterale e la punta conica del penetrometro, la resistenza laterale locale f_s viene computata 20 cm sopra la punta.

CONVERSIONI

$1 \text{ kN (kiloNewton)} = 1000 \text{ N} \approx 100 \text{ kg} = 0,1 \text{ t}$
 $1 \text{ MN (megaNewton)} = 1.000 \text{ kN} = 1.000.000 \text{ N} \approx 100 \text{ t}$
 $1 \text{ kPa (kiloPascal)} = 1 \text{ kN/m}^2 = 0,001 \text{ MN/m}^2 = 0,001 \text{ MPa} \approx 0,1 \text{ t/m}^2 = 0,01 \text{ kg/cm}^2$
 $1 \text{ MPa (megaPascal)} = 1 \text{ MN/m}^2 = 1.000 \text{ kN/m}^2 = 1000 \text{ kPa} \approx 100 \text{ t/m}^2 = 10 \text{ kg/cm}^2$
 $1 \text{ kg/cm}^2 = 10 \text{ t/m}^2 \approx 100 \text{ kN/m}^2 = 100 \text{ kPa} = 0,1 \text{ MN/m}^2 = 0,1 \text{ MPa}$
 $1 \text{ t} = 1000 \text{ kg} \approx 10 \text{ kN}$

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 :

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

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
- Arm	=	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.

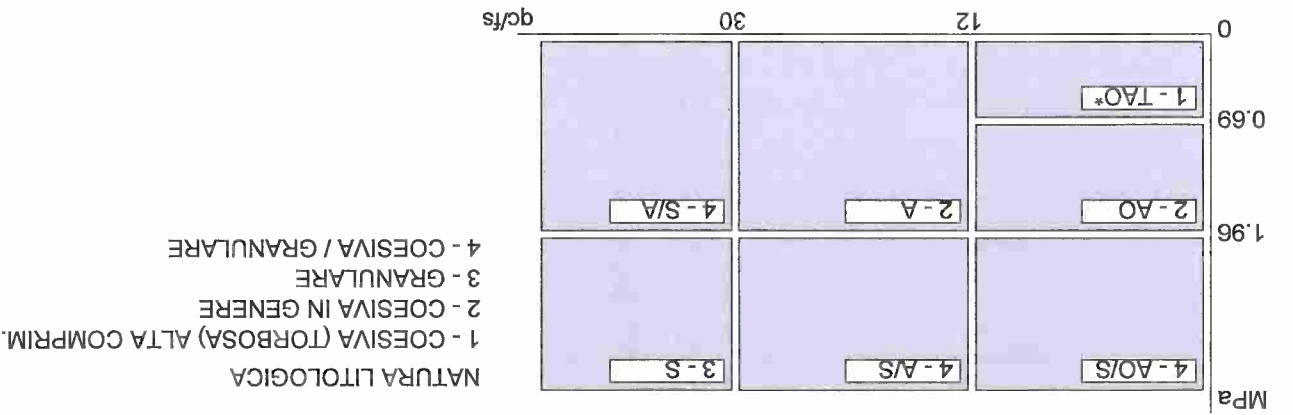
LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI SPECIFICHE TECNICHE

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 $(qc / fs) < 30$



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

γ' = peso dell'unità di volume (efficace) del terreno [correlazioni : $\gamma' - qc - natura$]
(Terzaghi & Peck 1967 - Bowles 1982)
 σ'_{vo} = tensione verticale geostatica (efficace) del terreno (valutata in base ai valori di γ')
Cu = coesione non drenata (terreni coesivi) [correlazioni : Cu - qc]
OCR = grado di sovra consolidazione (terreni coesivi) [correlazioni : OCR - Cu - σ'_{vo}]
(Ladd et al. 1972 / 1974 / 1977 - Lanceliotta 1983)
Eu = modulo di deformazione non drenato (terreni coesivi) [correl. : Eu - Cu - OCR - lp - lp= ind. plast.]
Eu50 - Eu25 corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (Duncan & Buchigan 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 - Rp - σ'_{vo} (Schmertmann 1976)]
 ϕ' = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari N.C.) [correl. : $\phi' - Dr - qc - \sigma'_{vo}$]
 ϕ_{Ca} - Caquot (1948)
 ϕ_{DB} - De Beer (1965)
 ϕ_{DM} - Durugunoglu & 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 - Sirtio 1976) [correlazioni : (Amax/g) - Dr]
Vs = velocità di propagazione delle onde sismiche
(Iyisan 1996)

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA
LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI

1	CPT	riferimento
		certificato n°
		4002410

U.M.: MPa	Elaborato: 1/4	Località: Casinbalbo - V. Landucci
Data esec.: 20/05/2011	Falda: Non rilevata	Cantiere: Nuova scala - Villa Bianchi
Data certificato: 20/05/2011		Commitente: Studio tecnico

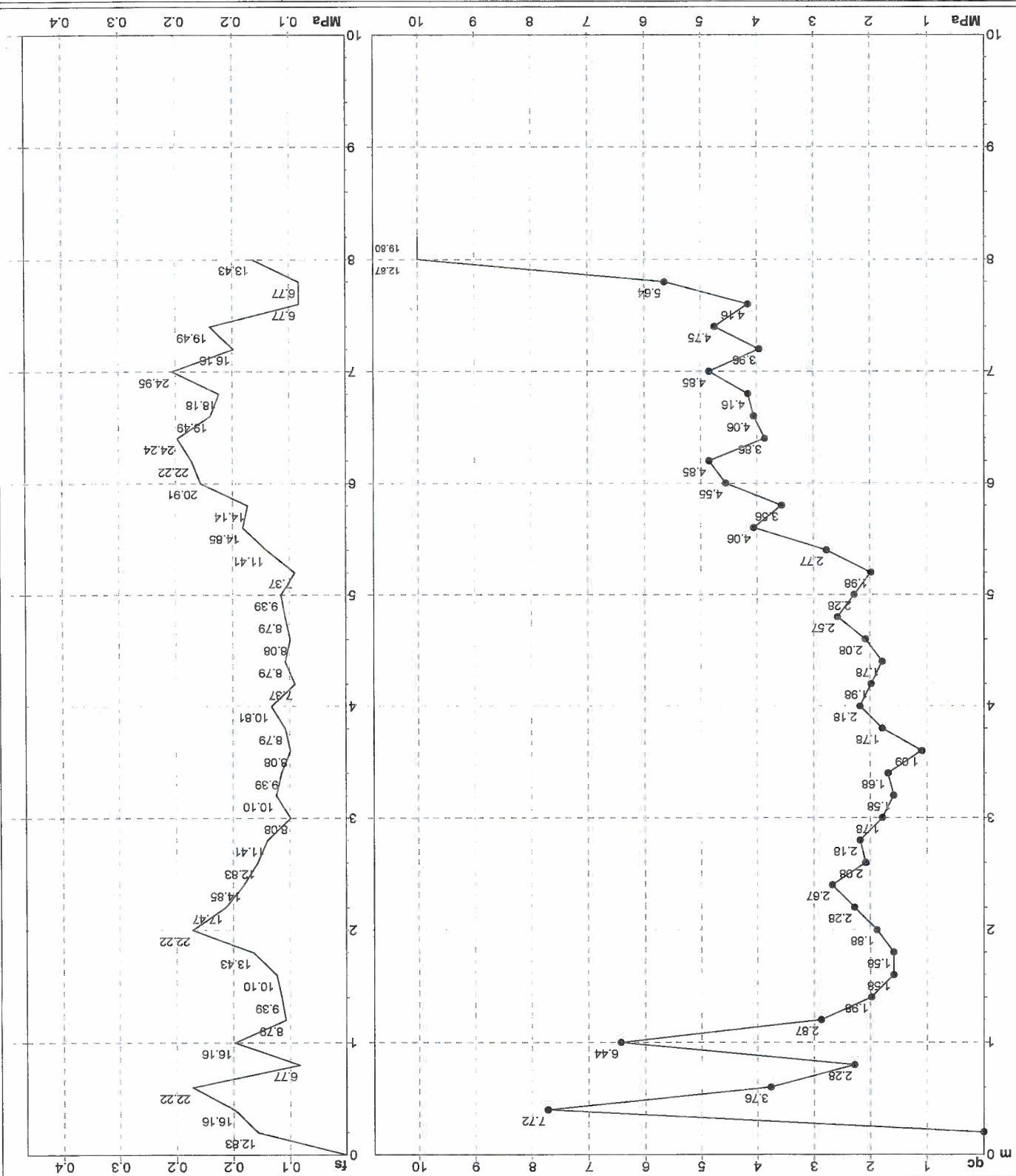
H	L1	L2	Lt	qc	fs	H	L1	L2	Lt	qc	fs
m	-	-	-	MPa	kPa	m	-	-	-	MPa	kPa
Rf	F	F	F			Rf	F	F	F		
%						%					
0	49	21	17	7.64	160.00	0	49	21	17	7.64	160.00
2.1	58	29	22	8.37	180.00	2.1	58	29	22	8.37	180.00
2.9	67	34	25	9.37	200.00	2.9	67	34	25	9.37	200.00
5.8	140	72	58	127.00	2800.00	5.8	140	72	58	127.00	2800.00
2.5	41	22	17	2.84	63.00	2.5	41	22	17	2.84	63.00
3.0	50	27	20	3.72	83.00	3.0	50	27	20	3.72	83.00
4.7	100	53	33	10.00	140.00	4.7	100	53	33	10.00	140.00
6.3	133	73	47	13.00	180.00	6.3	133	73	47	13.00	180.00
8.3	160	93	58	16.00	220.00	8.3	160	93	58	16.00	220.00
11.6	220	127	83	22.00	300.00	11.6	220	127	83	22.00	300.00
13	273	147	99	27.00	360.00	13	273	147	99	27.00	360.00
18	354	193	127	35.00	480.00	18	354	193	127	35.00	480.00
5.4	118	60	44	2.65	60.00	5.4	118	60	44	2.65	60.00
6.0	127	66	49	2.06	67.00	6.0	127	66	49	2.06	67.00
5.1	113	57	41	2.16	60.00	5.1	113	57	41	2.16	60.00
4.4	80	43	33	1.76	48.00	4.4	80	43	33	1.76	48.00
3.0	35	20	15	3.50	48.00	3.0	35	20	15	3.50	48.00
3.20	16	10	7	1.57	28.00	3.20	16	10	7	1.57	28.00
3.40	17	11	8	1.67	32.00	3.40	17	11	8	1.67	32.00
3.60	18	12	9	1.08	25.00	3.60	18	12	9	1.08	25.00
3.80	19	13	10	1.76	30.00	3.80	19	13	10	1.76	30.00
4.00	22	16	12	2.16	35.00	4.00	22	16	12	2.16	35.00
4.20	20	14	10	1.96	36.00	4.20	20	14	10	1.96	36.00
4.40	18	12	9	1.76	29.00	4.40	18	12	9	1.76	29.00
4.60	21	15	11	2.06	34.00	4.60	21	15	11	2.06	34.00
4.80	26	19	14	2.55	38.00	4.80	26	19	14	2.55	38.00
5.00	23	17	12	2.25	39.00	5.00	23	17	12	2.25	39.00
5.20	20	14	10	1.96	34.00	5.20	20	14	10	1.96	34.00
5.40	28	20	15	2.74	39.00	5.40	28	20	15	2.74	39.00
5.60	41	25	19	4.02	58.00	5.60	41	25	19	4.02	58.00
5.80	36	22	17	3.53	58.00	5.80	36	22	17	3.53	58.00
6.00	46	27	20	4.81	67.00	6.00	46	27	20	4.81	67.00
6.20	49	30	22	4.80	80.00	6.20	49	30	22	4.80	80.00
6.40	39	24	18	3.82	72.00	6.40	39	24	18	3.82	72.00
6.60	41	26	19	4.02	77.00	6.60	41	26	19	4.02	77.00
6.80	42	27	20	4.12	71.00	6.80	42	27	20	4.12	71.00
7.00	49	34	25	4.80	76.00	7.00	49	34	25	4.80	76.00
7.20	40	26	20	3.92	77.00	7.20	40	26	20	3.92	77.00
7.40	48	32	24	4.70	80.00	7.40	48	32	24	4.70	80.00
7.60	42	28	21	4.12	71.00	7.60	42	28	21	4.12	71.00
7.80	57	37	28	5.59	67.00	7.80	57	37	28	5.59	67.00
8.00	130	72	58	12.74	140.00	8.00	130	72	58	12.74	140.00
8.20	200	120	98	19.60	220.00	8.20	200	120	98	19.60	220.00

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

1	CPT	riferimento
	certificato n°	4002410
	403-2011	

Comittente:	Studio tecnico
Cantiere:	Nuova scala - Villa Bianchi
Località:	Casinalbo - v. Landucci
U.M.:	MPa
Scala:	1:50
Pagina:	2/4
Elaborato:	
Data esec.:	20/05/2011
Data certificato:	20/05/2011
Quota inizio:	
Falda:	Non rilevata

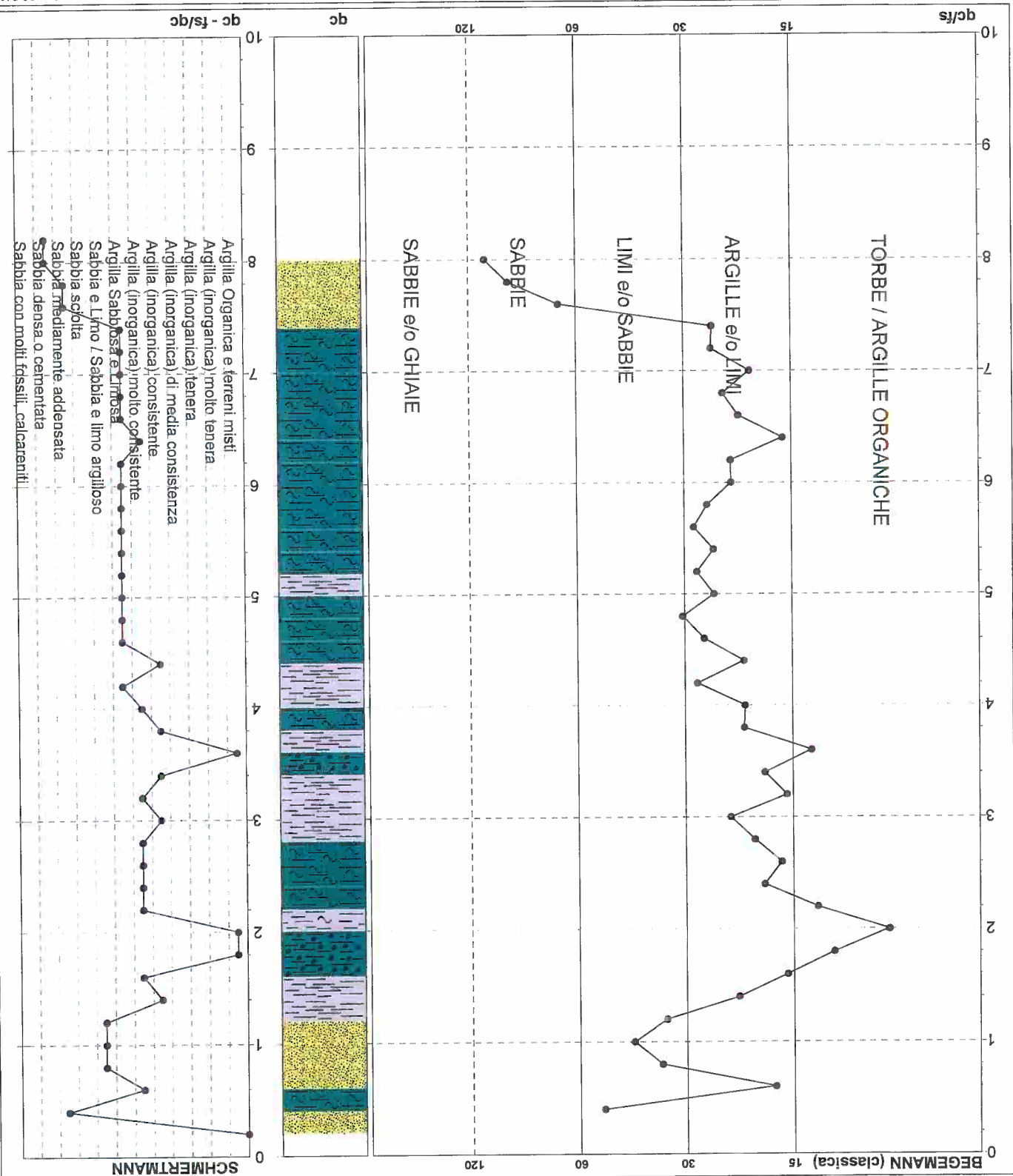


Coord. Relative	Xr: m	Yr: m	Zr: m
Coord. Geografiche	Xg: m	Yg: m	Zg: m
Penetrometro:	Pagani TG63-100	Responsabile:	
Assistente:			
Preforo:	m	Corastline:	kN/ml

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA DIAGRAMMI LITOLOGIA

CPT	1	403-2011	certificato n°
	4002410		

Commitente:	Studio tecnico
Cantiere:	Nuova scala - Villa Bianchi
Località:	Casinabò - v. Landucci
U.M.:	MPa
Scala:	1:50
Pagina:	3/4
Elaborato:	
Data esec.:	20/05/2011
Data certificato:	20/05/2011
Falda:	Non rilevata



Torbe / Argille org.:	5 punti, 10,20%
Argille e/o Limi:	28 punti, 57,14%
Limi e/o Sabbie:	4 punti, 8,16%
Sabbie:	3 punti, 6,12%
Argilla Organica e terreni misti:	5 punti, 10,20%
Argilla (inorganica) consistente:	9 punti, 18,37%
Argilla (inorganica) molto consist.:	3 punti, 6,12%
Argilla Sabbiosa e Limosa:	15 punti, 30,61%
Sabbia e Limo / Sabbia e limo arg.:	3 punti, 6,12%
Sabbia mediamente addensata:	1 punto, 2,04%
Sabbia densa o cementata:	1 punto, 2,04%

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

PARAMETRI GEOTECNICI

Comitente: Studio tecnico		Cantiere: Nuova scala - Villa Bianchi		Località: Casinalbo - v. Landucci	
U.M.:	Mpa	Pagina: 4/4	Elaborato:	Falda:	Non rilevata
Data esec.: 20/05/2011		Data certificato: 20/05/2011			

NATURA COESIVA										NATURA GRANULARE									
Prof.	qc	qc/fs	zone	γ'	σ'_{vo}	Vs	Cu	OCR	EU50	Mo	Dr	σ_{Sc}	σ_{Ca}	σ_{Ko}	σ_{DB}	σ_{DM}	F.L. E50	E25	Mo
m	U.M.	U.M.		U.M.	U.M.	U.M.	U.M.	U.M.	U.M.	U.M.	U.M.	U.M.	U.M.	U.M.	U.M.	U.M.	U.M.	U.M.	U.M.
0.20	0.40	7.64	48.75	1.85	3.6	286	124.1	99.9	21.1	11.2	100	46	44	39	33	30	33	22.9	U.M.
1.80	1.57	12.03	33.9	1.99	37.8	168	180	15.0	11.6	5.1	91	46	44	39	33	30	33	11.2	U.M.
1.60	1.57	16.00	8.64	1.96	30.1	157	171	17.4	11.6	5.1	91	46	44	39	33	30	33	11.2	U.M.
1.40	1.57	21.51	12.03	1.96	30.1	157	171	17.4	11.6	5.1	91	46	44	39	33	30	33	11.2	U.M.
1.20	2.84	33.33	17.27	1.87	22.5	267	197	17.4	11.6	5.1	91	46	44	39	33	30	33	11.2	U.M.
1.00	6.87	40.63	18.8	1.94	18.8	267	197	17.4	11.6	5.1	91	46	44	39	33	30	33	11.2	U.M.
0.80	2.25	34.33	17.27	1.86	15.0	180	180	15.0	11.6	5.1	91	46	44	39	33	30	33	11.2	U.M.
0.60	3.72	41.4	17.27	1.99	11.4	218	180	15.0	11.6	5.1	91	46	44	39	33	30	33	11.2	U.M.
0.40	7.64	48.75	48.75	1.85	3.6	286	124.1	99.9	21.1	11.2	100	46	44	39	33	30	33	11.2	U.M.
0.20	0.40	7.64	48.75	1.85	3.6	286	124.1	99.9	21.1	11.2	100	46	44	39	33	30	33	11.2	U.M.
8.20	8.00	12.74	19.60	2.05	157.6	408	346	7.1	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
7.80	5.59	12.74	12.74	1.93	153.4	346	254	7.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
7.40	4.70	4.70	4.70	2.01	141.9	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
7.20	3.92	3.92	3.92	2.00	138.0	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
7.00	4.80	4.80	4.80	2.01	134.0	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
6.80	4.02	4.02	4.02	2.00	130.1	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
6.60	3.82	3.82	3.82	2.00	126.2	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
6.40	3.62	3.62	3.62	2.00	122.3	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
6.20	3.42	3.42	3.42	2.01	118.4	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
6.00	3.22	3.22	3.22	2.01	114.4	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
5.80	3.02	3.02	3.02	2.01	110.5	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
5.60	2.82	2.82	2.82	2.00	106.6	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
5.40	2.62	2.62	2.62	1.99	102.7	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
5.20	2.42	2.42	2.42	1.93	98.9	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
5.00	2.22	2.22	2.22	1.93	95.1	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
4.80	2.02	2.02	2.02	1.95	91.3	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
4.60	1.82	1.82	1.82	1.93	87.5	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
4.40	1.62	1.62	1.62	1.98	83.7	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
4.20	1.42	1.42	1.42	1.98	79.8	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
4.00	1.22	1.22	1.22	1.93	76.0	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
3.80	1.02	1.02	1.02	1.98	72.2	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
3.60	0.82	0.82	0.82	1.91	68.4	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
3.40	0.62	0.62	0.62	1.97	64.6	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
3.20	0.42	0.42	0.42	1.96	60.8	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
3.00	0.22	0.22	0.22	1.93	56.9	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
2.80	0.02	0.02	0.02	1.93	53.0	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
2.60	0.02	0.02	0.02	1.93	49.2	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
2.40	0.02	0.02	0.02	1.95	45.5	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
2.20	0.02	0.02	0.02	1.94	41.6	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
2.00	0.02	0.02	0.02	1.99	37.8	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
1.80	0.02	0.02	0.02	1.96	33.9	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
1.60	0.02	0.02	0.02	1.96	30.1	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
1.40	0.02	0.02	0.02	1.93	26.3	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
1.20	0.02	0.02	0.02	1.87	22.5	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
1.00	0.02	0.02	0.02	1.94	18.8	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
0.80	0.02	0.02	0.02	1.86	15.0	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
0.60	0.02	0.02	0.02	1.99	11.4	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
0.40	0.02	0.02	0.02	1.85	7.5	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.
0.20	0.02	0.02	0.02	1.85	3.6	226	226	6.8	35.4	53.1	84	45	44	39	33	30	33	58.8	U.M.

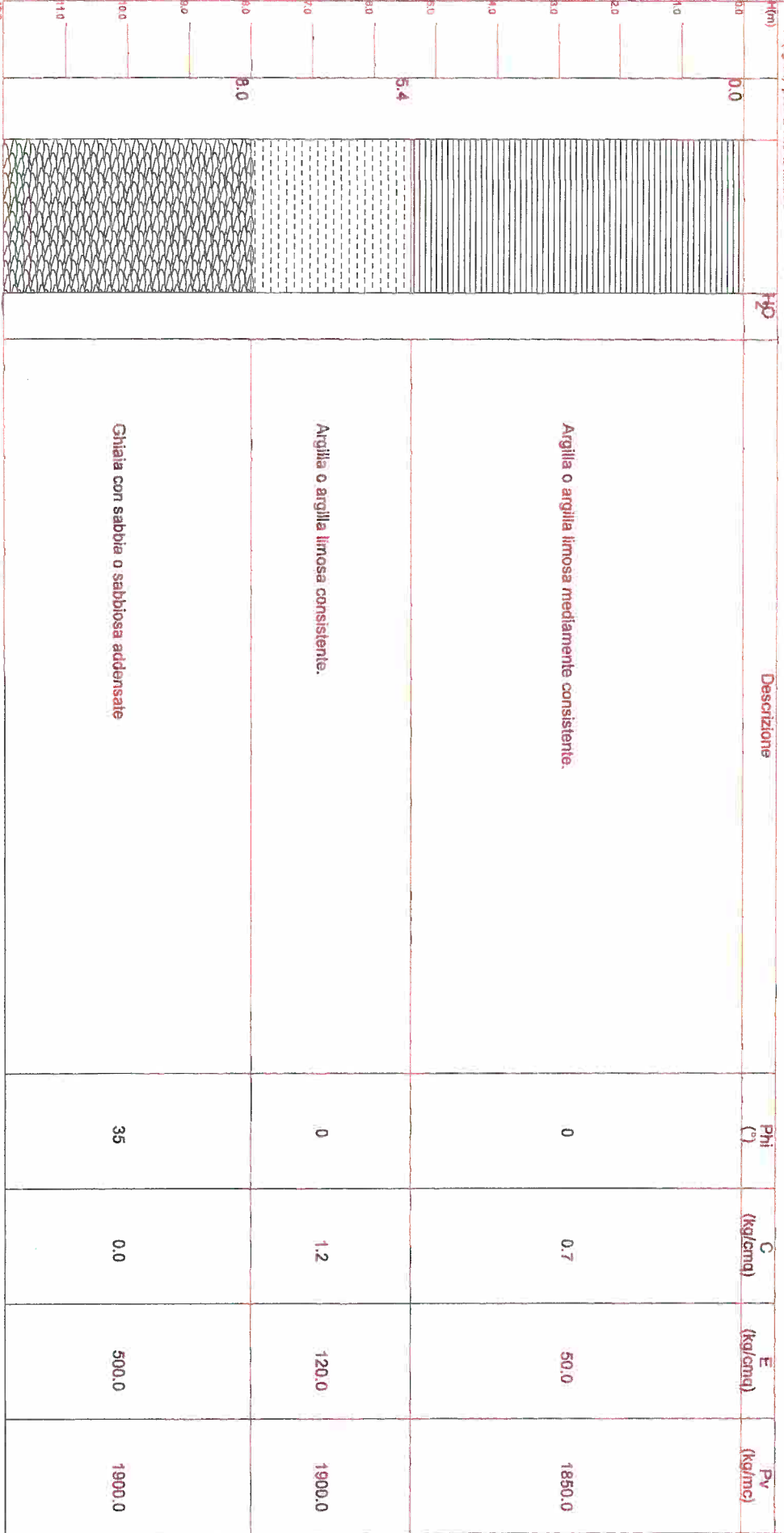
Sezione Geotecnica Media

Risanamento e Restauro Conservativo
ex Scuola Bianchi
Via Fiori - Casinalbo
Forlì gine

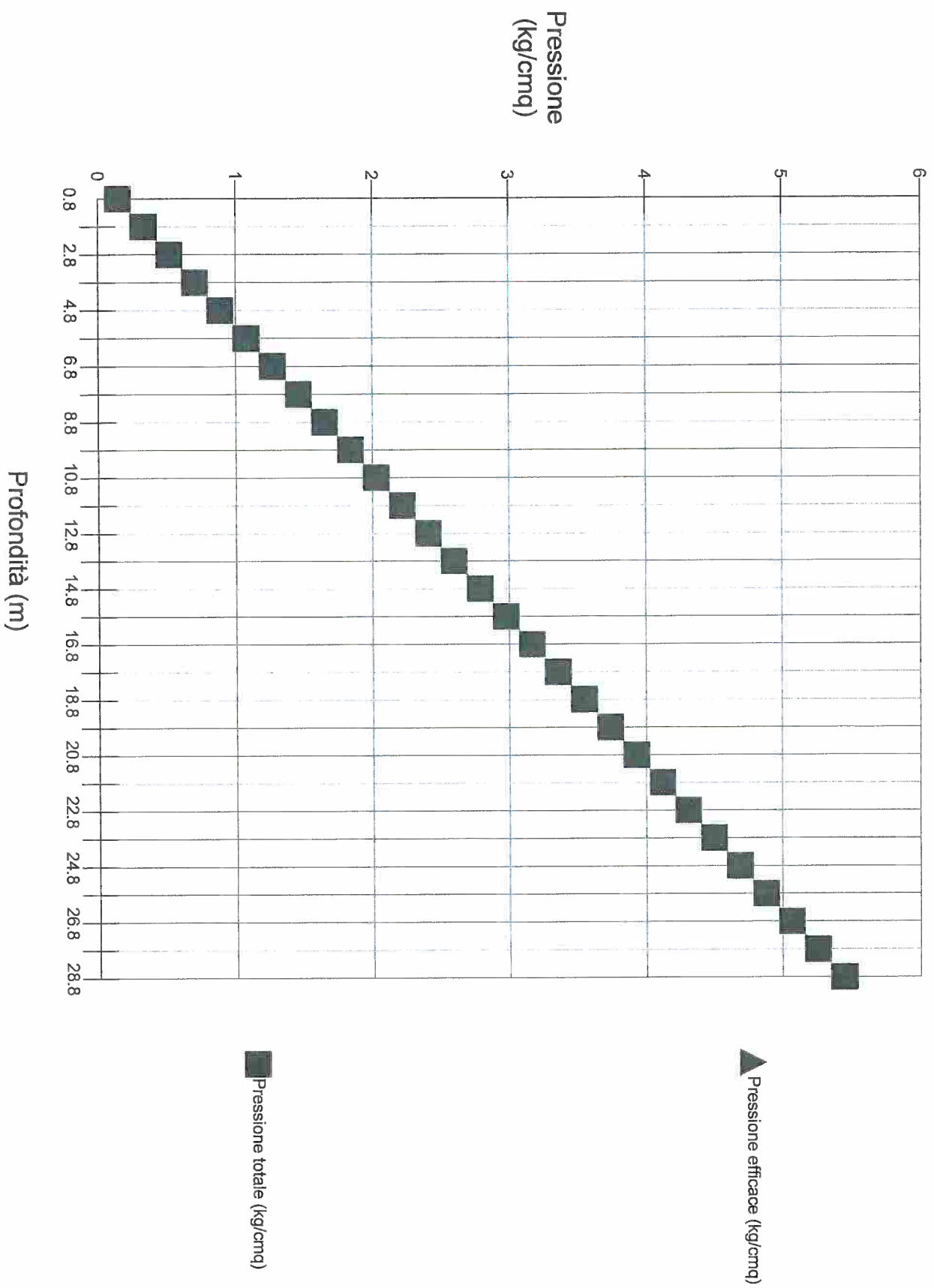
Scala (m): 200.0
Note:

Tipologia fondazione: platea

Legenda: $\Phi(\%)$ angolo d'attrito - $C(\text{kg/cm}^2)$ coesione - $E(\text{kg/cm}^2)$ modulo di deformazione
 $P_v(\text{kg/mc})$ peso di volume naturale



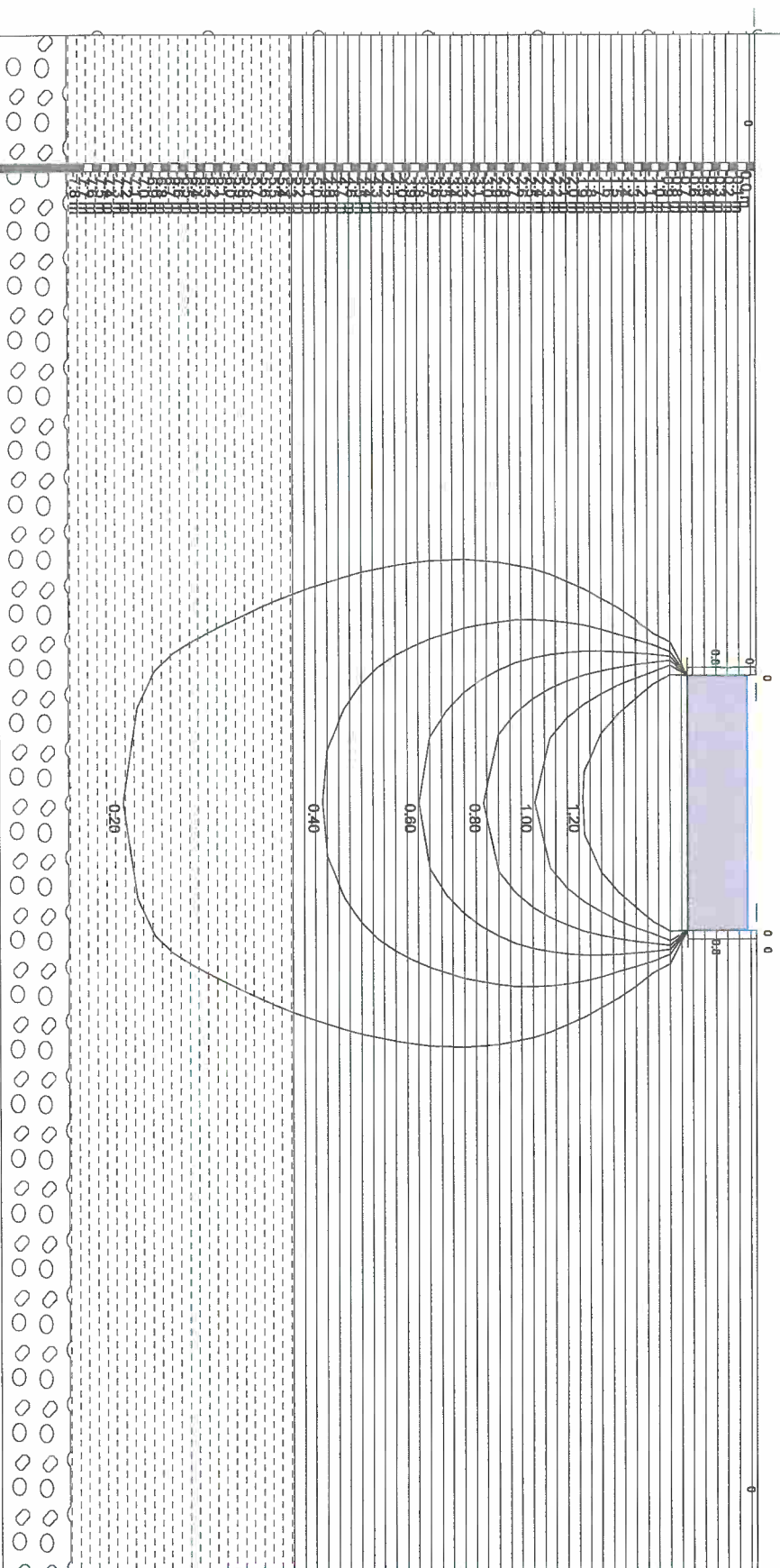
Andamento della pressione totale ed efficace del terreno



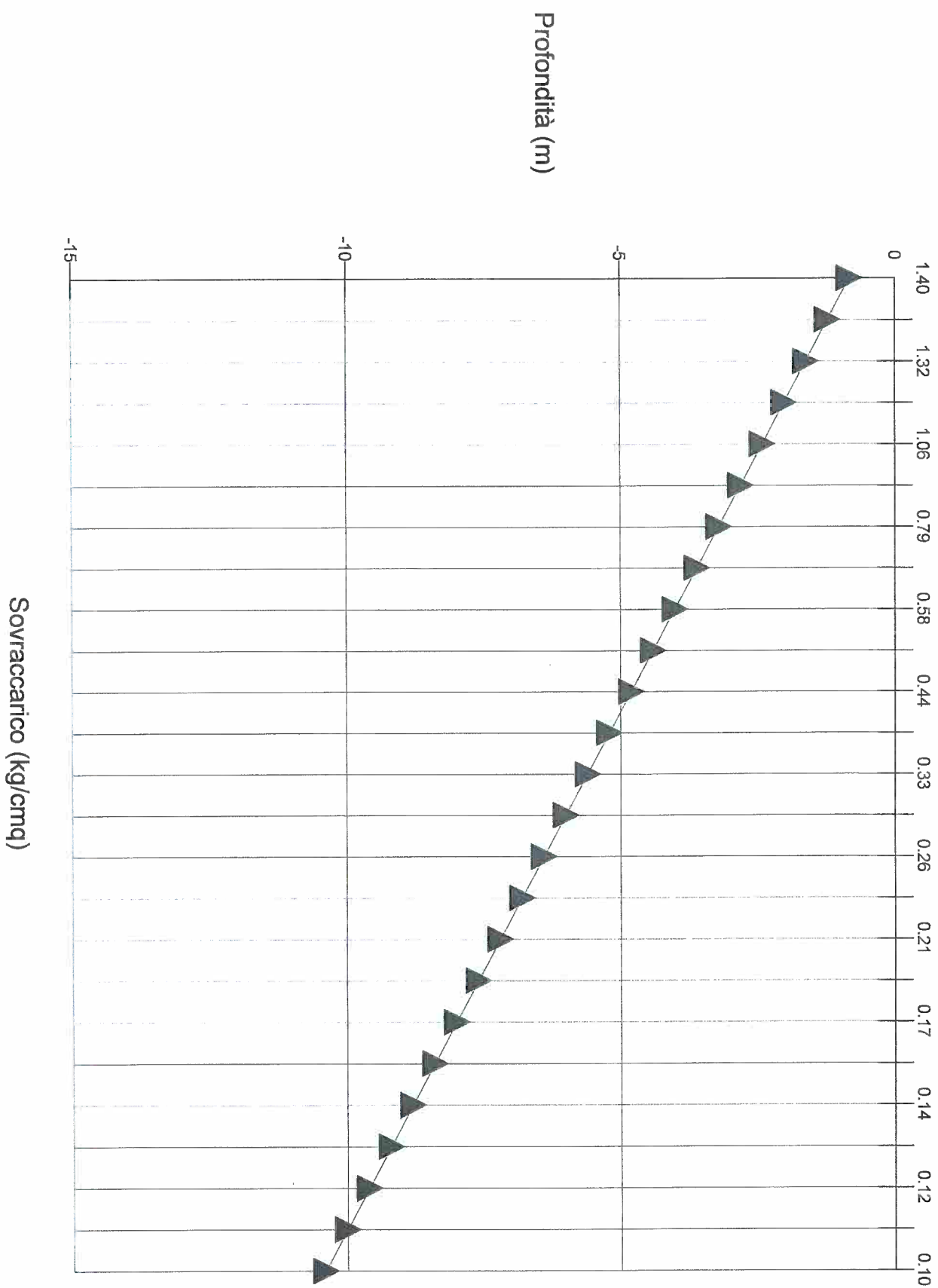
- 1) Argilla o argilla limosa mediamente consistente.
- 2) Argilla o argilla limosa consistente.
- 3) Ghiaia con sabbia o sabbiosa addensate

3

Tensioni indotte met. Newmark



Andamento delle sollecitazioni: criterio di Newmark



DATI GEOMETRICI DELLA FONDAZIONE

Tipologia della fondazione:platea

Geometria della fondazione:

Larghezza della base (m):3.00

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):0.80

Profondità di posa - lato sinistro (m):0.80

Profondità dello scavo - lato destro (m):0.00

Profondità dello scavo - lato sinistro (m):0.00

Larghezza dello scavo - lato destro (m):0.00

Larghezza dello scavo - lato sinistro (m):0.00

Inclinazione del pendio - lato a valle (°):0

Inclinazione del pendio - lato a monte (°):0

Inclinazione della base - lato corto (°):0

Inclinazione della base - lato lungo (°):0

Inclinazione del carico - lato corto (°):0

Inclinazione del carico - lato lungo (°):0

Fondazione di tipo:elastica

Densità del calcestruzzo (kg/mc):2500.00

FALDA

Profilo della falda

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

STRATIGRAFIA

Profilo strato n. 1

N	X (m)	Y(m)
1	-6.00	0.00
2	0.00	0.00
3	0.00	0.00
4	0.00	0.00
5	0.00	-0.80

5	3.00	-0.00
7	3.00	0.00
8	3.00	0.00
9	3.00	0.00
10	9.00	0.00

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

Densità relativa Dr(%): 0
Angolo d'attrito Phi(°):0.00
Gamma sopra falda (kg/mc):1850.00
Gamma saturo (kg/mc):2150.00
Coesione (kg/cm^q):0.70
Mod.deformazione (kg/cm^q):50.00
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(cm[√]2/s):0.00
Coef.di Poisson:0.40
R.Q.D.(%):0.00
Nspt medio:0
Rp(kg/cm^q):0.00

Profilo strato n. 2

N	X (m)	Y(m)
1	-6.00	-5.40
2	9.00	-5.40

Strato n. 2 - Descrizione: Argilla o argilla limosa 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/cm^q):1.20
Mod.deformazione (kg/cm^q):120.00
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(cm^2/s):0.00
Coef.di Poisson:0.30
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	-8.00
2	9.00	-8.00

Strato n. 3 - Descrizione: Ghiaia con sabbia o sabbiosa addensate
Densità relativa Dr(%): 80
Angolo d'attrito Phi(°):35.00
Gamma sopra falda (kg/mc):1900.00
Gamma saturo (kg/mc):2100.00
Coesione (kg/cmq):0.00
Mod.deformazione (kg/cmq):500.00
Indice vuoti:0.00
O.C.R.:1.00
Indice compr.princ.:0.00
Indice compr.sec.:0.00
Indice ricomp.:0.00
Coef.consolidazione(cm^2/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:1.50
Criterio di calcolo: Terzaghi
Portanza limite della fondazione (kg/cmq):4.20
Coefficiente di sicurezza:3.00
Portanza ammissibile della fondazione (kg/cmq):1.40
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 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):1850.00

CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

Carico applicato sulla fondazione (kg/cm^q) :1.38
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):1.84
Cedimento totale degli strati coesivi (cm):1.84
Cedimento totale del terreno di fondazione (cm):1.84

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE

Calcolo del coefficiente di sottofondazione - K di Winkler.

Criterio di calcolo :Bowles
Carico applicato sulla fondazione(kg/cm^q):1.40
Cedimento di riferimento(cm):1.84
Coefficiente di sottofondazione (kg/cm^c):2.32