

- REGIONE PIEMONTE -
- PROVINCIA DI NOVARA -



COMUNE DI AGRATE CONTURBIA



NUOVO SPAZIO MENSA IN AMPLIAMENTO ALLA SCUOLA ELEMENTARE RADICE LOMBARDI

PROGETTAZIONE DEFINITIVA / ESECUTIVA

RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA

I

PROGETTAZIONE:

GAVINELLI ARCHITETTURA

28019 SUNO (NO) via Matteotti 7

Tel. +39 032285044

e-mail: info@gavinelliarchitettura.it

STUDIO ASSOCIATO G4

28010 AGRATE CONTURBIA (NO)

piazza Roma 1

Tel. +39 0322832372

e-mail: alece@libero.it

PREMESSA ALLA RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA

La seguente relazione geologica – geotecnica è stata redatta nell’anno 2012 dal Dott. Geol. Leopoldo PATTOFATTO a seguito dell’incarico conferitogli dalla società ALBATROS incaricata nell’anno 2012, alla costruzione della nuova Palestra Comunale (opera terminata).

Considerando la vicinanza dell’intervento completato con la porzione di terreno su cui verrà realizzato il nuovo spazio mensa ora in progetto e considerando che le indagini svolte avevano già riguardato i terreni adiacenti alla scuola elementare esistente, il Comune di Agrate Conturbia ha ritenuto opportuno non eseguire una nuova relazione geologica – geotecnica e, ritenendo sufficiente quanto già in proprio possesso, ha messo a disposizione la succitata relazione che viene allegata al progetto definitivo / esecutivo del nuovo spazio mensa.

**REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DI NOVARA
COMUNE DI AGRATE CONTURBIA**

DECRETO MINISTERIALE 11/03/88

“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.

DECRETO MINISTERIALE 14/01/08

“Norme tecniche per le costruzioni

PALESTRA DELLA SCUOLA ELEMENTARE VIA XXV APRILE, n° 4 COMUNE DI AGRATE CONTURBIA (NO)

COMMITTENTE: ALBATROS S.R.L. con sede in Via Ronco, 5 - Agrate Conturbia (NO)

**INDAGINE GEOLOGICO-TECNICA PER MEZZO DI PROVE
PENETROMETRICHE DINAMICHE**

RELAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA

Stresa, Febbraio 2012
Aggior. Rev. Maggio 2012

Dott. Geol. Leopoldo Pattofatto



Dott. Geol. Leopoldo Pattofatto

Via Massimo D'Azeglio, 26
28838 – Stresa (VB)
Tel- fax: 0322.404961
Cell.: 349.2335592
e-mail: leopoldo.pattofatto@libero.it

SOMMARIO

1. PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE, GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO GENERALE
 - 2.1 Inquadramento geografico
 - 2.2 Inquadramento geologico generale
 - 2.3 Idrografia
 - 2.4 Idrogeologia
3. INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO
 - 3.1 Strumentazione utilizzata
 - 3.2 Correlazione ed elaborazione dei dati penetrometrici
 - 3.3 Parametrazione geotecnica
 - 3.4 Modello geotecnico del sottosuolo
4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA AREA DI INTERVENTO
 - 4.1 Riferimenti normativi
 - 4.3 Caratterizzazione sismica del sito - microzonazione
 - 4.4 Azione sismica locale riferita alle NTC
5. BREVE DESCRIZIONE DELLE OPERE FONDALI DI PROGETTO, NOTE GEOTECNICHE E VERIFICHE DI SICUREZZA
6. GEOTECNICA FONDAZIONI SUPERFICIALI
 - 6.1 Determinazione della pressione limite con la formula di Brinch-Hansen e verifiche allo stato limite ultimo (SLU – D.M. 14/01/2008)
 - 6.2 Calcolo dei cedimenti dei terreni fondali e verifiche allo stato limite d'esercizio (SLE- D.M. 14/01/2008)
7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

ALLEGATI

ALLEGATO 1 – ESTRATTO CARTA TECNICA REGIONE PIEMONTE – SEZ. 094110 – SCALA 1:10.000
ALLEGATO 2: UBICAZIONE AREA DI INTERVENTO SU FOTO AEREA
ALLEGATO 3 - ESTRATTO P.R.G.C. TAV. 1 “CARTA GEOLITOLOGICA CON ELEMENTI GEOMORFOLOGICI” SCALA 1:10.000
ALLEGATO 4 MASSIMA INTENSITÀ MACROSISMICA CNR ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA
ALLEGATO 5 –VALORI DI PERICOLOSITÀ SISMICA DEL TERRITORIO NAZIONALE ESPRESSA IN TERMINI DI ACCELERAZIONE MASSIMA ATTESA
ALL. 6 ESTRATTO PRGC VIGENTE TAV. 7 “CARTA DI SINTESI DELLA PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA E DELL'IDONEITA' ALL'UTILIZZAZIONE URBANISTICA RAPPORTATA ALLE PREVISIONI URBANISTICHE SCALA 1:5.000
ALL. 7 CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE SECONDO UNI-CNR 10006
ALL. 8 DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA
ALL. 9 PLANIMETRIA GENERALE CON UBICAZIONE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE – SCALA 1:500
ISTROGRAMMI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

APPENDICE

TERRE E ROCCE DA SCAVO D.Lgs. 152/2006

1. PREMESSA E SCOPO DEL LAVORO

Il Committente, Albatros S.R.L. mi incaricava di redigere una relazione geologica e geotecnica a supporto della progettazione esecutiva della nuova palestra delle scuole elementari in Via XXV Aprile in Comune di Agrate Conturbia (NO), nel settore retrostante il municipio ed il complesso di edifici pubblici di Via Roma.

Il progetto prevede la realizzazione di un fabbricato costituito da un piano fuori terra con dimensioni di circa 15,50 m x 32,20 m altezza di circa 6,50 m e senza vani interrati. Le fondazioni di progetto sono previste con plinti prefabbricati o gettati in opera.

Per la definizione delle caratteristiche geomorfologiche e idrogeologiche dell'area di intervento si è proceduto ad eseguire un sopralluogo esteso in un significativo intorno mentre le caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dall'intervento in progetto sono state ricavate da indagini geotecniche condotte in sito consistite in n° 4 prove penetrometriche dinamiche.

Con i dati geotecnici in tal modo ricavati si sono condotti calcoli per la determinazione della portanza dei terreni di fondazione, secondo i classici schemi di calcolo geotecnico, con verifiche di sicurezza allo stato limite ultimo e d'esercizio ai sensi del D.M. 14/01/2008 "*Norme tecniche per le costruzioni*".

Nel corpo della relazione si è proceduto alla caratterizzazione sismica dell'area di intervento.

Riferimenti normativi e vincoli

La presente relazione viene redatta in conformità a quanto previsto dal:

- D.M. 11/03/1988 "*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*"
- D.M. 14/01/2008 "*Norme tecniche per le costruzioni*".
- O.P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003, "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*".
- D.G.R. n. 61-11017 del 17 novembre 2003 "*Prime disposizioni in applicazione dell'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274*".
- D.G.R. 19 Gennaio 2010 n. 11-13058 "*Aggiornamento ed adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006)*"

L'area di intervento è inserita in classe di pericolosità geomorfologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica 1 ed è esclusa dal vincolo idrogeologico R.D.L. 3267/23 e L.R. 45/89 "Nuove norme per gli interventi da eseguire in terreni sottoposti a vincolo per scopi idrogeologici - Abrogazione legge regionale 12 Agosto 1981 - n°27" (si veda l'allegato n° 6 ESTRATTO PRGC VIGENTE TAV. 7 "CARTA DI SINTESI DELLA PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA E DELL'IDONEITA' ALL'UTILIZZAZIONE URBANISTICA RAPPORTATA ALLE PREVISIONI URBANISTICHE SCALA 1:5.000).

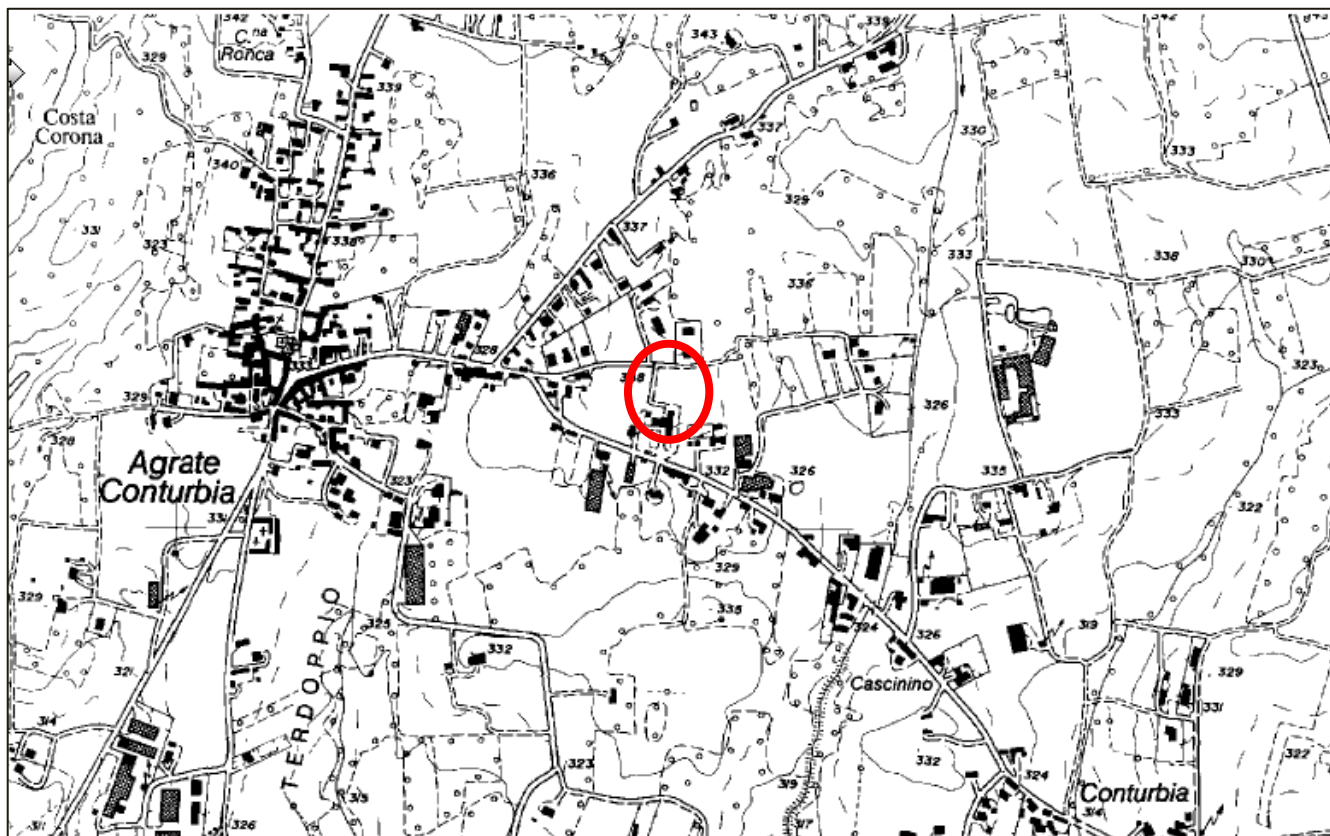
2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE, GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO GENERALE

2.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area di intervento si colloca nel settore retrostante il complesso di edifici pubblici di Via Roma, 41 in un settore con morfologia sub-pianeggiante, con una lieve pendenza da verso Est. La quota dell'area di intervento è pari a circa 338 m s.l.m.

L'area è inquadrabile nella cartografia ufficiale della Carta Tecnica Regione Piemonte (CTR), in scala 1:10.000 alla Sezione n° 094110 (si veda lo stralcio di seguito allegato).

ALLEGATO 1 – ESTRATTO CARTA TECNICA REGIONE PIEMONTE – SEZ. 094110 – SCALA 1:10.000



ALLEGATO 2: UBICAZIONE AREA DI INTERVENTO SU FOTO AEREA



PALESTRA DELLA SCUOLA ELEMENTARE VIA XXV APRILE, n° 4
COMUNE DI AGRATE CONTURBIA (NO)

2.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

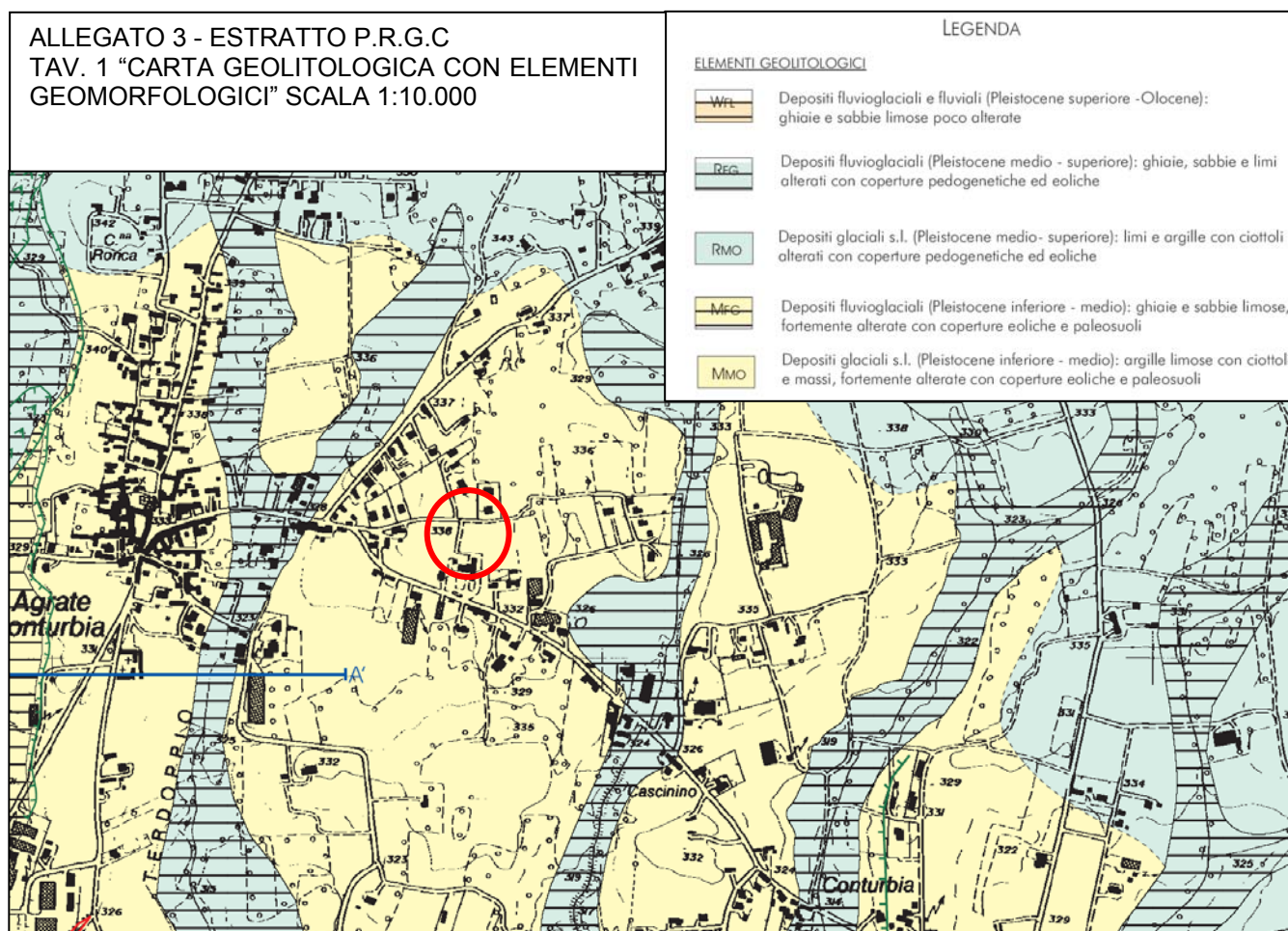
Dal punto di vista geologico generale il territorio comunale è caratterizzato dalla presenza di estesi depositi fluvioglaciali e alluvionali del Pleistocene ed Olocene.

Si riconoscono estesi terrazzi sub-pianeggianti, costituiti dai sedimenti glaciali e fluvioglaciali del tardo Pleistocene Inferiore (Mindel), Pleistocene Medio (Riss), Pleistocene Superiore (Würm) e al successivo periodo postglaciale Olocenico.

Tra il Pleistocene inferiore ed il Pleistocene medio (periodo interglaciale), durante le fasi di ritiro glaciale si verificava l'abbassamento del livello di base dei corsi d'acqua, con imponenti fenomeni di erosione e formazioni di incisioni entro i più antichi sedimenti glaciali, con altezze che localmente raggiungono i 30-40 m. Tali incisioni hanno determinato l'isolamento di ampie lingue glaciali, che risultano pertanto morfologicamente più rilevate. Successivamente tali incisioni sono state colmate dalle alluvioni fluvioglaciali del Pleistocene medio-superiore.

L'area di intervento si colloca sui sedimenti glaciali del Pleistocene inferiore – medio, costituiti da limi e argille con ciottoli e massi, da alterati a fortemente alterati con coperture eoliche e paleo-suoli.

I sedimenti fluvioglaciali più recenti, entro i quali si sono mantenuti gli assi di drenaggio principali delle acque superficiali (alvei attivi), distano circa 500 m a Est ed a Ovest, e sono costituiti da ghiaie, sabbie e limi, da alterate a fortemente alterate con coperture eoliche e paleo-suoli.



2.3 IDROGRAFIA

L'idrografia superficiale è caratterizzata da una serie di corsi d'acqua con reticolo dentritico-subparallelo a basso grado di gerarchizzazione: i corsi d'acqua risultano prevalentemente rettilinei con direzione di flusso orientata circa N-S con alveo impostato entro sedimenti fluvioglaciali. Il corso d'acqua più vicino è un ramo laterale del T. Terdoppio, che scorre a oltre 500 m di distanza verso Est, a quote inferiori di oltre 10 m, senza alcuna possibile interferenza con l'area di intervento e l'opera di progetto.

A circa 500 m di distanza verso Ovest è presente la testata del Rio Oriale, anch'esso senza alcuna possibile interferenza con il lotto di intervento.

2.4 IDROGEOLOGIA

Nell'area di intervento non sono presenti falde idriche superficiali; la natura granulometrica dei sedimenti presenti, caratterizzati da prevalenza della frazione limoso-argillosa, determina una generale bassa o nulla permeabilità dei depositi e assenza di circolazioni idriche sotterranee continue. Si possono tuttavia riscontrare localmente falde sospese entro orizzonti a granulometria più grossolana.

Si possono infine determinare ristagni idrici a debole profondità, al contatto tra la coltre detritica più superficiale o terreno vegetale, che permette l'infiltrazione delle acque superficiali e meteoriche, ed i sottostanti sedimenti glaciali, con comportamento impermeabile; al fine di evitare indesiderate interferenze con le opere di progetto (risalite capillari o ristagni idrici sotto la pavimentazione), si consiglia la realizzazione di un sottofondo drenante con posa di materiale a granulometria grossolana e selezionata.

A favore della sicurezza i calcoli geotecnici condotti per la determinazione della portanza dei terreni di fondazione considerano terreni saturi per filtrazione delle acque superficiali e meteoriche dai settori laterali non impermeabilizzati.

3. INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TERRENO

Come accennato in premessa la parametrizzazione geotecnica di dettaglio dei terreni del sottosuolo è stata ricavata mediante l'esecuzione n° 4 prove penetrometriche dinamiche, ubicate in corrispondenza del nuovo fabbricato di progetto (si veda la planimetria allegata in fondo al testo per l'ubicazione di dettaglio).

3.1 Strumentazione utilizzata

La prova è stata eseguita utilizzando un penetrometro dinamico tipo TECNOTEST (TP 223/S) motorizzato; il penetrometro impiegato è classificato come Penetrometro Dinamico Leggero Italiano (DL 30) ed utilizza una massa battente di 30 kg, con un'altezza di caduta della stessa di 20 cm; il numero di colpi di riferimento è per un avanzamento in profondità di 10 cm, la punta conica ha un angolo $\alpha = 60^\circ$ e diametro $D = 35.7$ mm e superficie $A = 10$ cm².

Facendo inoltre riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) il penetrometro utilizzato è classificabile come tipo Medio (DPM).

Classificazione ISSMFE (International society for soil mechanics and geotechnical engineering) dei penetrometri dinamici:

TIPO	SIGLA DI RIFERIMENTO	PESO DELLA MASSA M (kg)
LEGGERO	DPL (LIGHT)	$M < 10$
MEDIO	DPM (MEDIUM)	$10 < M < 40$
PESANTE	DPH (HEAVY)	$40 < M < 60$
SUPER PESANTE	DPSH	$M > 60$

3.2 Correlazione ed elaborazione dei dati penetrometrici

Per potere procedere alla parametrizzazione geotecnica dei terreni investigati occorre correlare il numero di colpi (N) del penetrometro dinamico utilizzato con il numero di colpi della prova SPT (Standard Penetration Test), per la quale risulta disponibile una vasta bibliografia per la caratterizzazione geotecnica dei terreni.

La correlazione prevede l'utilizzo di un coefficiente di riduzione B, come di seguito riportato:

$$N_{SPT} = B \times N$$

Il coefficiente B rappresenta il rapporto tra l'energia specifica alla penetrazione riferita alla tipologia di penetrometro impiegato e l'energia della prova SPT; nel caso specifico:

$$B = Q_{DL30} / Q_{SPT}$$

Ove:

- Q_{DL30} è l'energia specifica per colpo per penetrometro DL30
- Q_{SPT} è l'energia specifica per colpo per prova penetrometrica SPT

Q_{DL30} si ricava mediante la relazione:

$$Q_{DL30} = (M \times H) / (A \times S)$$

Ove:

- M: massa battente
- H: altezza di caduta massa battente
- A: superficie della punta conica
- S: avanzamento di riferimento

Nel caso in esame si ricava:

$$Q_{DL30} = (30 \text{ kg} \times 20 \text{ cm}) / (10 \text{ cm}^2 \times 10 \text{ cm}) = 600 \text{ kg/cm} / 100 \text{ cm}^3 = 6,0 \text{ kg/cm}^2$$

Il valore di Q_{SPT} è pari a $7,83 \text{ kg/cm}^2$

Il coefficiente di riduzione B per il penetrometro utilizzato risulta pari a: $B = Q_{DL30} / Q_{SPT} = 0,77$

Il numero di colpi medio N_{SPT} si ricava pertanto mediante l'espressione: $N_{SPT} = 0,77 \times N$

Per la determinazione dei valori caratteristici di sabbie limose sotto falda, quando N_{SPT} è superiore a 15, il valore di N_{SPT} va corretto secondo le indicazioni di Terzaghi e Peck nel seguente modo: $N'_{SPT} = 15 + 0.5 (N_{SPT} - 15)$.

Nel caso in cui siano presenti depositi incoerenti a granulometria ghiaiosa o sabbiosa-ghiaiosa il valore corretto è pari a: $N'_{SPT} = 1,25 \times N_{SPT}$.

3.3 Parametrazione geotecnica

I parametri geotecnici dei terreni indagati sono:

- Peso di volume: i pesi di volume dei terreni sono ricavati dai valori indicati in letteratura come caratteristici delle litologie presenti e raccomandati da vari autori; i valori variano da 16 kN/mc e 19 kN/mc (peso di volume secco);
- trattandosi di terreni la cui componente fine coesiva (limo ed argilla) è prevalente sulle scheletro incoerente si trascura a favore della sicurezza l'angolo d'attrito del terreno, correlato appunto alla frazione incoerente, e si procede a ricavare la coesione non drenata come segue:

L'indice di consistenza (I_c), che è strettamente legato alla saturazione del materiale, viene generalmente determinato con prove specifiche di laboratorio, tuttavia, è possibile correlare i dati rilevati in sito con le prove penetrometriche ed i valori di indice di consistenza, nel seguente modo:

N_{SPT}	I_c	CLASSIFICAZIONE
< 2	0	Liquida
2 - 4	0 - 0.25	Fluido- plastica
4 - 8	0.25 - 0.50	Molle - plastica
8 - 15	0.50 - 0.75	Plastica
15 - 30	0.75 - 1.0	Solido - plastica
> 30	> 1.0	Semisolida - solida

Il termine C_u rappresenta la coesione non drenata: tale parametro può essere ricavato dalla tabella di correlazione di Skempton:

Consistenza	N_{SPT}	$C_u \text{ (kg/cm}^2 \text{)}$	$C_u \text{ (t/m}^2 \text{)}$
Molto molle	0-2	0-0.15	0-.15
Molle	2-4	0.15-0.25	1.5-2.5
Mediamente molle	4-8	0.25-0.50	2.5-5.0
Dura	8-15	0.50-1.00	5.0-10
Molto dura	15-30	1.00-2.00	10-20

Il parametro Cu può essere ricavato anche con la relazione di Sanglerat che per argille limose risulta:

$$Cu = 0,067 \times N_{SPT} \text{ (in kg/cm}^2\text{)}$$

In seguito a queste considerazioni si è suddiviso il terreno in base al comportamento geotecnico e si sono tarati i parametri nel seguente modo:

Nota: con $N_{spt} > 40$ si applica il valore di coesione non drenata $Cu = 2,0 \text{ kg/cm}^2 = 20 \text{ t/m}^2$ valore ridotto rispetto a quello che si ricava con la relazione sopra riportata, a favore della sicurezza.

PROVA N°1

QUOTA P.C. DI PROVA + 0,30 m QUOTA PIANO VIALETTO INTERNO

Profondità dal p.c. (m) da a		N medio	N' _{SPT} medio	Cu	Peso di volume secco	Note
0,00	-0,40	5,3	4	2,7 t/mq = 27 kN/mq	1,6 t/mc = 16 kN/mc	Terreno superficiale Sciolti
-0,40	-0,80	28	21	14 t/mq = 140 kN/mq	1,8 t/mc = 18 kN/mc	Terreno con elevato grado di consistenza
-0,80	//	>40÷110	>40	20 t/mq= 200 kN/mq	1,9 t/mc = 19 kN/mc	Terreno con elevato grado di consistenza

PROVA N°2

QUOTA P.C. DI PROVA -0,30 m QUOTA PIANO VIALETTO INTERNO

Profondità dal p.c. (m) da a		N medio	N' _{SPT} medio	Cu	Peso di volume secco	Note
0,00	-0,40	5,3	4	2,7 t/mq = 27 kN/mq	1,6 t/mc = 16 kN/mc	Terreno superficiale Sciolti
-0,40	-1,30	38	29	19 t/mq= 190 kN/mq	1,8 t/mc = 18 kN/mc	Terreno con elevato grado di consistenza
-1,30	//	>40÷110	>40	20 t/mq= 200 kN/mq	1,9 t/mc = 19 kN/mc	Terreno con elevato grado di consistenza

PROVA N°3

QUOTA P.C. DI PROVA -0,40 m QUOTA PIANO VIALETTO INTERNO

Profondità dal p.c. (m) da a		N medio	N' _{SPT} medio	Cu	Peso di volume secco	Note
0,00	-0,40	6,5	5	3,6 t/mq = 36 kN/mq	1,6 t/mc = 16 kN/mc	Terreno superficiale Sciolti
-0,40	-1,70	49	38	20 t/mq= 200 kN/mq	1,8 t/mc = 18 kN/mc	Terreno con elevato grado di consistenza
-1,70	//	>40÷110	>40	20 t/mq= 200 kN/mq	1,9 t/mc = 19 kN/mc	Terreno con elevato grado di consistenza

PROVA N°4

QUOTA P.C. DI PROVA -0,10 QUOTA PIANO VIALETTO INTERNO

Profondità dal p.c. (m) da a		N medio	N' _{SPT} medio	Cu	Peso di volume secco	Note
0,00	-0,40	2,8	2	1,3 t/mq = 13 kN/mq	1,6 t/mc = 16 kN/mc	Terreno superficiale Sciolti
-0,40	-1,50	47	36	20 t/mq= 200 kN/mq	1,8 t/mc = 18 kN/mc	Terreno con elevato grado di consistenza
-1,50	//	>40÷110	>40	20 t/mq= 200 kN/mq	1,9 t/mc = 19 kN/mc	Terreno con elevato grado di consistenza

3.4 Modello geotecnico del sottosuolo

Dall'analisi delle stratigrafie geotecniche delle prove penetrometriche eseguite, si ricava che nel settore d'intervento è presente terreno superficiale sciolto con spessore medio di circa 0,40 m ($N'_{SPT}=2\div5$) e sottostanti terreni con elevato grado di consistenza fino alla profondità media di -1,30 m dal p.c. ($N'_{SPT}=21\div38$); a maggiori profondità le prove si sono arrestate entro terreni con elevato grado di consistenza, che determinano il rifiuto alla penetrazione ($N'_{SPT}>40\div110$)

Si riporta di seguito la caratterizzazione geotecnica dei terreni presenti nell'area di intervento ricavata da analisi e correlazioni dei dati sopra riportati; tali valori verranno impiegati nei successivi calcoli geotecnici:

Primo strato: terreno sciolto

- Profondità: -0,40 m da p.c.
- Coesione non drenata $Cu_1= 1,3 \text{ t/mq} = 13 \text{ kN/mq}$
- peso di volume $\gamma_1=1,6 \text{ t/mc} = 16 \text{ kN/mc}$ secco;

Secondo strato: terreno con elevato grado di consistenza

- Profondità: da -0,40 m a -1,30 m da p.c.
- Coesione non drenata $Cu_2= 16 \text{ t/mq} = 160 \text{ kN/mq}$
- peso di volume $\gamma_2=1,8 \text{ t/mc} = 18 \text{ kN/mc}$ secco;

Terzo strato: terreno con elevato grado di consistenza

- Profondità: da -1,30 m da p.c.
- Coesione non drenata $Cu_3= 20 \text{ t/mq} = 200 \text{ kN/mq}$
- peso di volume $\gamma_3=1,9 \text{ t/mc} = 19 \text{ kN/mc}$ secco;

4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA AREA DI INTERVENTO

4.1 Riferimenti normativi

- Decreto Ministeriale 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, contenente “*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*” pubblicata sul Supplemento alla Gazzetta Ufficiale dell'8 maggio 2003. L'Allegato 1 all'ordinanza definisce i “*Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – individuazione, formazione ed aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone*”. La classificazione è articolata in 4 zone, le prime tre corrispondono alle zone di sismicità alta, media e bassa, mentre per la zona 4 è data facoltà alle regioni di imporre l'obbligo della progettazione antisismica.
- Nella D.G.R. 17 novembre 2003 n. 61-11017 “Prime disposizioni in applicazione dell'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274” la Regione Piemonte approvava i criteri per la classificazione sismica del territorio e le normative tecniche per le costruzioni in zona sismica; in allegato a tale Deliberazione vi è l'elenco dei comuni della Regione Piemonte classificati in zona 2 e 3 che interessano le province di Alessandria, Cuneo, Torino e Verbania.
- Con D.G.R. 19 Gennaio 2010 n. 11-13058 “Aggiornamento ed adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006)” sono stati aggiornati gli elenchi dei comuni della Regione Piemonte. Il Comune di Agrate Conturbia (NO) è inserito in zona 4.

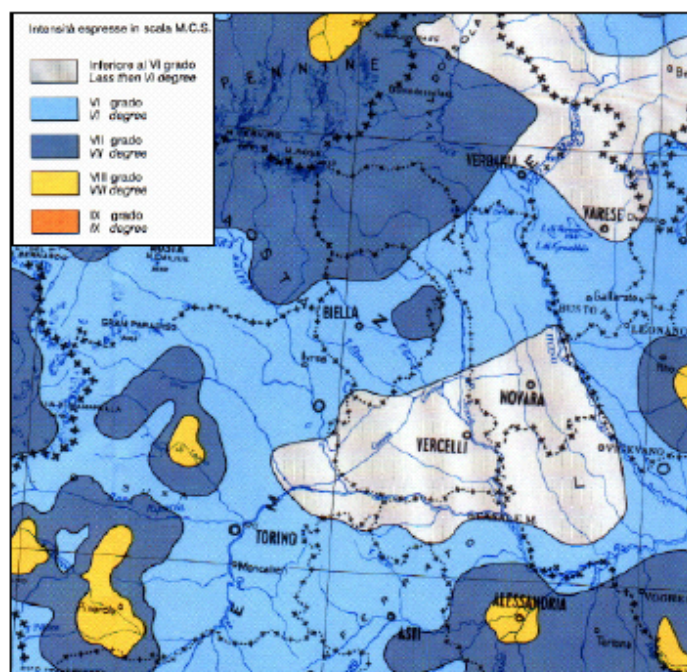
4.2 Macrozonazione

L'area di intervento è caratterizzata da sismicità di grado 4, cioè a sismicità bassa.

Le carte del Pericolo Sismico, realizzate dall'Istituto Nazionale di Geofisica indicherebbero, per la zona considerata, un pericolo di sismicità con valore massimo pari al VI° grado della Scala Mercalli; con tale scenario le strutture ed infrastrutture architettoniche integre ed in buono stato di conservazione non subirebbero danni tali da comprometterne il buon funzionamento ed uso; con O.P.C.M. 3519/2006 vengono riportati per il territorio nazionale i range di pericolosità sismica espressa in termini di accelerazione massima attesa (si vedano gli stralci cartografici di seguito allegati).

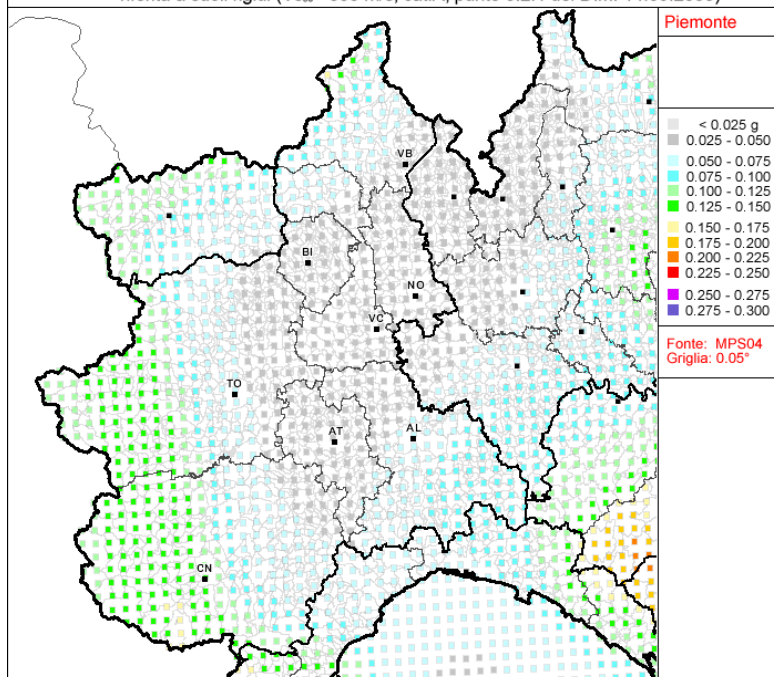
ALLEGATO 4

Stralcio “Massima Intensità macrosismica risentita in Italia, 1995
C.N.R. Istituto Nazionale di Geofisica



**Valori di pericolosità sismica del territorio nazionale**

(riferimento: Ordinanza PCM del 28 aprile 2006 n.3519, All.1b)
 espressi in termini di accelerazione massima del suolo
 con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni
 riferita a suoli rigidi ($V_{s,30} > 800$ m/s; cat.A, punto 3.2.1 del D.M. 14.09.2005)

**4.3 Caratterizzazione sismica del sito - microzonazione**

In base alle informazioni geologiche generali del territorio comunale ed alle indagini geotecniche condotte in sito si ricava che il terreno presente nell'area di intervento è classificabile nella **CATEGORIA DI SUOLO TIPO C** (si veda la tabella 3.2.II allegata ed estratta da D.M. 14.01.2008).

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> 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 (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> 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 180 m/s 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).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Categoria topografica **T1** del D.M. 14/01/2008.

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche	
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

4.4 Azione sismica locale riferita alle NTC

Nello specifico, l'azione sismica locale si determina considerando

- la vita nominale dell'opera che si vuole realizzare,
- i parametri sismici dell'area, ricavati per interpolazione di dati di punti noti, ubicati su di un reticolo che ricopre tutto il territorio nazionale,
- tali valori sismici vengono adattati alla situazione stratigrafica e topografica locale per diverse probabilità di superamento della vita nominale dell'opera e per diversi periodi di ritorno T_r .

Per l'opera in progetto si attribuisce una vita nominale maggiore od uguale a $V_N=50$ anni ed una classe d'uso dell'edificio III (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi - $C_u=1,5$).

Pertanto:

V_R : periodo di riferimento per l'azione sismica = $V_N \times C_u = 50 \text{ anni} \times 1,5 = 75 \text{ anni}$

I parametri sismici che si ricavano nell'area di intervento vengono ricavati da parametri noti corrispondenti a punti di riferimento adiacenti all'area di interesse e sono:

- a_g (accelerazione orizzontale)
- F_0 (fattore accelerazione massima riferita al suolo rigido tipo A)
- T^* (periodo inizio tratto spettro accelerazione costante, in secondi).

Per ricavare tali parametri si è impiegato il programma di calcolo "Spettri NTC vers. 1.0.2" del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici; con tale metodo si inseriscono le coordinate geografiche del sito in esame.

Per tale scopo sono state ricavate le coordinate WGS84 e successivamente trasformate in ED 50, (coordinate impiegate nel software di calcolo).

coordinate WGS84	a coordinate ED50:
Long. Est 8,5597443°	Long. Est 8,560822°
Lat. Nord 45,676456°	Lat. Nord 45,677391°

Per quanto riguarda le probabilità P_{V_R} di superamento nel periodo di riferimento V_R esse variano al variare dello stato limite considerato ed in particolare, facendo riferimento alla tabella 3.2.I del D.M. 14/01/2008:

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato		
Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

STATI LIMITE D'ESERCIZIO (SLE):SLO = $T_R = 0,60 V_R$ = 45 anniSLD = $T_R = 1,00 V_R$ = 75 anni**STATI LIMITE ULTIMI (SLU):**SLV = $T_R = 9,50 V_R$ = 712 anniSLC = $T_R = 19,50 V_R$ = 1.462 anni

Dove:

SLO = Stato Limite di Operatività: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

SLD = Stato Limite di Danno: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

SLV = Stato Limite di Salvaguardia della Vita: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte di resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

SLC = Stato Limite di prevenzione del Collasso: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli nei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Tramite il programma di calcolo "Spettri NTC vers. 1.0.2" del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, si ricavano i seguenti parametri sismici di riferimento:

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.017	2.549	0.166
SLD	75	0.021	2.522	0.201
SLV	712	0.042	2.655	0.293
SLC	1462	0.049	2.730	0.313

Per gli stati limite d'interesse, con un fattore di struttura $q_0 = 3,5$ (valore di riferimento per edifici con struttura prefabbricata di un piano, con elementi di copertura sostenuti da pilastri), tramite il programma di calcolo sopra citato si ricavano i seguenti parametri sismici di riferimento:

COMPONENTI ORIZZONTALI**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLC	SLV	SLD	SLO	
a_g	0.049	0.042	0.021	0.017	g
F_o	2.730	2.655	2.522	2.549	
T_C^*	0.313	0.293	0.201	0.166	s
S_S	1.500	1.500	1.500	1.500	
C_C	1.540	1.574	1.784	1.898	
S_T	1.000	1.000	1.000	1.000	
q	3.500	3.500	1.000	1.000	

Parametri dipendenti

STATO LIMITE	SLC	SLV	SLD	SLO	
S	1.500	1.500	1.500	1.500	
η	0.286	0.286	1.000	1.000	
T_B	0.161	0.154	0.119	0.105	s
T_C	0.483	0.461	0.358	0.316	s
T_D	1.798	1.767	1.685	1.669	s

COMPONENTI VERTICALI

Parametri indipendenti

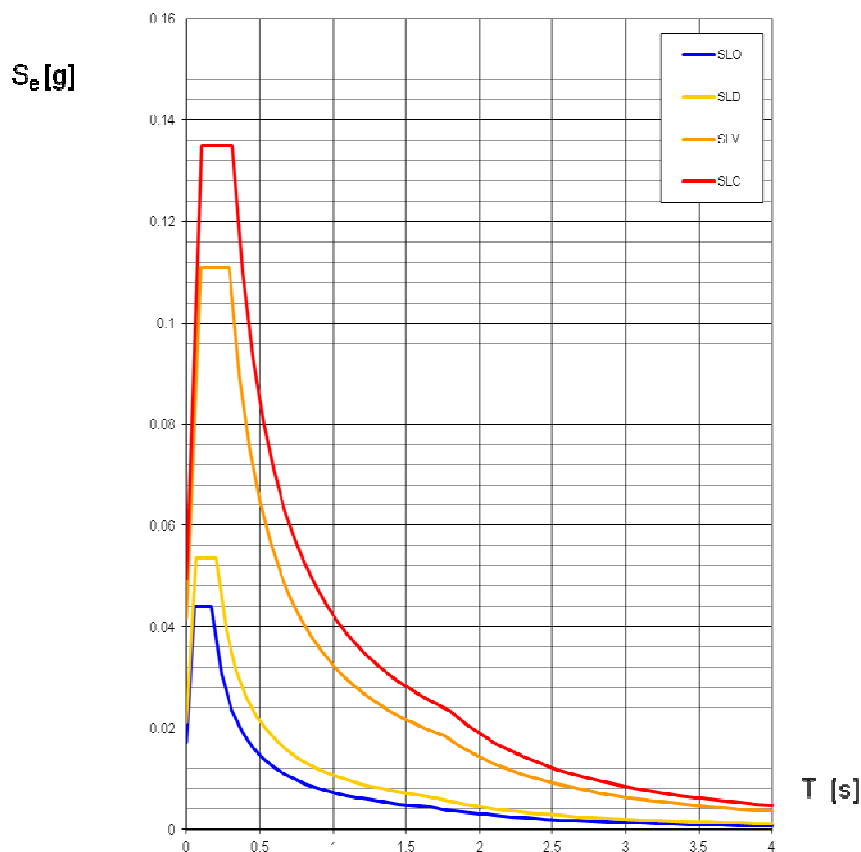
STATO LIMITE	SLV	SLC	SLD	SLO	
a_{gv}	0.015	0.012	0.004	0.003	g
S_S	1.000	1.000	1.000	1.000	
S_T	1.000	1.000	1.000	1.000	
q	1.500	1.500	1.500	1.500	
T_B	0.050	0.050	0.050	0.050	s
T_C	0.150	0.150	0.150	0.150	s
T_D	1.000	1.000	1.000	1.000	s

Parametri dipendenti

STATO LIMITE	SLV	SLC	SLD	SLO
F_v	0.819	0.819	0.496	0.452
S	1.000	1.000	1.000	1.000
η	0.667	0.667	0.667	0.667

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

Si ricorda che tali valori sono proposti al Progettista e calcolatore c.a. il quale è tenuto ad analizzarli in relazione alla specificità dell'opera e potrà eventualmente adottarli.



5. BREVE DESCRIZIONE DELLE OPERE FONDALI DI PROGETTO, NOTE GEOTECNICHE E VERIFICHE DI SICUREZZA

FONDAZIONI DI PROGETTO – TERRENI FONDALI

Le opere fondali di progetto sono previste con plinti prefabbricati con base quadrata di lato 2,40 m e con quota di posa pari a -2,05 m rispetto la quota $\pm 0,00$ m di progetto (corrispondente alla profondità media di -1,50 m rispetto il piano campagna - si noti che la quota $\pm 0,00$ m di progetto corrisponde mediamente a +0,50 m dal piano campagna attuale).

In base alle risultanze dell'indagine geotecnica condotta si ricava che alla quota d'imposta della fondazione prevista sono presenti terreni con elevata consistenza e idonei a costituire piano di posa fondale.

AZIONI E CARICHI DI PROGETTO

I carichi progettuali alla base della fondazione di progetto sono stati definiti in forma preliminare dal Progettista strutturale (in fase esecutiva, in base a calcoli più precisi del prefabbricatore, si potranno riscontrare lievi modifiche dei valori di seguito riportati).

Le azioni trasmesse dalle fondazioni sui terreni sono stati ricavati considerando la condizione più sfavorevole, correlata all'azione massima del vento agente sull'edificio, allo stato limite ultimo (SLU), secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 "*Norme Tecniche per le costruzioni*".

I valori di carico attesi allo Stato Limite Ultimo sono:

STATO LIMITE ULTIMO SLU	PRESSIONE ALLA BASE PLINTO DI FONDAZIONE 2,40 m x 2,40 m
Carico verticale	N= 93.000 daN
Momento direz. x	2.350.000 daNcm
Momento direz. y	0 daNcm
Sforzo di taglio Tx	4.300 daN
Sforzo di taglio Ty	0 daN

In riferimento allo Stato Limite d'Esercizio il Progettista strutturale ricava i seguenti valori:

STATO LIMITE D'ESERCIZIO SLE	PRESSIONE ALLA BASE PLINTO DI FONDAZIONE 2,40 m x 2,40 m
Carico verticale	N= 67.000 daN
Momento direz. x	0.00 daNcm
Momento direz. y	1.630.000 daNcm
Sforzo di taglio Tx	3.000 daN
Sforzo di taglio Ty	0 daN

VERIFICHE DI SICUREZZA

Di seguito si procede al calcolo geotecnico per la determinazione della pressione limite dei terreni di fondazione delle opere fondali di progetto, secondo i classici schemi di calcolo di Brinch-Hansen; con tale valore ricavato si procede successivamente alla verifica ai sensi del D.M. 14/01/2008 “*Norme Tecniche per le costruzioni*”, ossia che la pressione limite dei terreni risulti superiore alla pressione trasmessa dalla fondazione allo Stato Limite Ultimo (SLU); si veda il paragrafo 6.1.

Con gli schemi di calcolo geotecnico di H.G. Poulos, E.H. Davis si è determinato il cedimento dei terreni fondali correlato alla pressione esercitata dalla fondazione allo Stato Limite d'Esercizio (SLE); il valore ricavato viene successivamente verificato con il cedimento limite ammissibile stabilito per l'opera di progetto (Paragrafo 6.2).

6. GEOTECNICA FONDAZIONI SUPERFICIALI

6.1 DETERMINAZIONE DELLA PRESSIONE LIMITE CON LA FORMULA DI BRINCH-HANSEN E VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU – D. M. 14/01/2008)

Premessa

Il D.M. 14/01/2008, prevede che nelle verifiche di sicurezza delle fondazioni superficiali, devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine, riferiti allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e dal raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Occorre verificare in altre parole che la resistenza allo stato limite ultimo dei terreni di fondazione di seguito ricavata (R_d) sia superiore all'azione applicata dalle opere fondali in progetto (E_d), anch'essa ricavata allo stato limite ultimo dal Progettista e calcolatore c.a.

Deve essere soddisfatta la seguente condizione: $R_d \geq E_d$ ove:

- R_d valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, funzione dei parametri geotecnici e della geometria delle fondazioni di progetto, corrisponde alla pressione limite di seguito ricavata, con applicazione del coefficiente parziale γ_R del D.M.14/01/2008 (q_{lim}/γ_R);
- E_d valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione dell'opera.

La verifica della suddetta condizione deve essere 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).

Nelle verifiche agli stati limite ultimi per il dimensionamento geotecnico (GEO) delle fondazioni di progetto, si è considerato lo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni secondo l'Approccio 2, Combinazione (A1+M1+R3), nella quale:

- i parametri di resistenza del terreno sono ridotti tramite i coefficienti del gruppo M1.
- La resistenza globale del sistema è corretta tramite i coefficienti parziali γ_R del gruppo R3.
- Nell'uso di questa combinazione, le azioni di progetto in fondazione derivano da analisi strutturali che devono essere svolte impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1.

Tabelle di riferimento dei coefficienti parziali (estratto da D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”):

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi_k$	γ_ϕ	1,00	1,25
Coesione efficace	C'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Peso di volume	γ	γ_γ	1,00	1,00
Resistenza non drenata	C_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40

Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente Parziale (R1)	Coefficiente parziale (R2)	Coefficiente Parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,8$	$\gamma_r = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_r = 1,0$	$\gamma_r = 1,1$	$\gamma_r = 1,1$

Pressione limite dei terreni di fondazione

Per la determinazione della pressione limite del terreno di fondazione si è utilizzata la formula di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

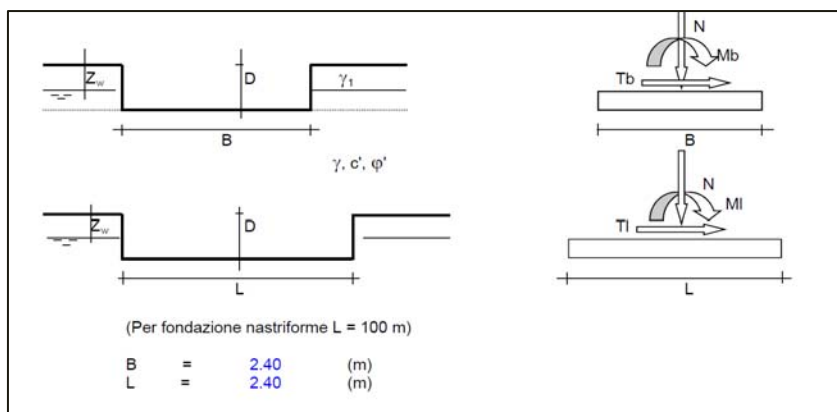
dove:

- γ = peso di volume
- c = coesione
- B = larghezza della fondazione
- $q = \gamma \times D$ = carico litostatico (D = profondità imposta fondazione)
- N_γ, N_q, N_c = fattori di capacità portante, adimensionali, dipendenti dall'angolo di attrito e dalla coesione (VESIC)
- s_γ, s_q, s_c = fattori di forma della fondazione
- d_γ, d_q, d_c = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa
- i_γ, i_q, i_c = fattori dipendenti dall'inclinazione del carico
- b_γ, b_q, b_c = fattori dipendenti dall'inclinazione della base della fondazione
- g_γ, g_q, g_c = fattori dipendente dall'inclinazione del piano campagna

Si è proceduto ad eseguire calcoli geotecnici per le fondazioni del fabbricato di progetto, previste con plinti a base quadrata con lato pari a 2,40 m e quota di posa pari a -1,50 m dal p.c. (-2.05 rispetto +/- 0.00 di progetto).

AZIONI - VALORI DI CALCOLO

N	930.00 kN
Mb	235.00 kNm
MI	0.00 kNm
Tb	0.00 kN
TI	43.00 kN
H	43.00 kN
B	2,40 m
L	2,40 m
Eccentricità	
e _B	0,25 m
e _L	0,00 m
Dimensioni equivalenti fondaizone	
B-2 e _B = B*	1,89 m
L-2 e _L = L*	2,40 m
Pressione massima agente risultante	
$q = N / B^* L^* = 204,53 \text{ kN/m}^2$	



Valori caratteristici del terreno di fondazione				
γ	9,00 kN/mc	A favore della sicurezza si considerano terreni saturi per filtrazione delle acque superficiali e meteoriche dai settori laterali non impermeabilizzati		
c'	200 kN/mq			
ϕ'	0°			
Coefficienti di capacità portante				
$N_\gamma =$	0.00			
$N_q =$	1.09			
$N_c =$	5.38			
Fattori di forma				
$s_\gamma =$	0.68			
$s_q =$	1.01			
$s_c =$	1.16			
Fattori di inclinazione del carico				
$i_\gamma =$	1.00			
$i_q =$	1.00			
$i_c =$	0.99			
Fattori di profondità del piano di appoggio				
$d_\gamma =$	1.00			
$d_q =$	1.02			
$d_c =$	1.21			
Fattori di inclinazione della base della fondazione				
$b_\gamma =$	1.00			
$b_q =$	1.00			
$b_c =$	1.00			
Fattori di inclinazione piano di campagna $\rightarrow \beta = 0$				
$g_\gamma =$	1.00			
$g_q =$	1.00			
$g_c =$	1.00			
PRESSIONE LIMITE $q_{lim}/\gamma_R = 652,50 \text{ kPa} = 6,65 \text{ kg/cm}^2$				
NON UTILIZZABILE DIRETTAMENTE – VALORE LIMITE				

VERIFICA DI SICUREZZA CAPACITÀ PORTANTE D.M. 14/01/08 - SLU

PRESSIONE LIMITE TERRENO

$$q_{lim}/\gamma_R = 652,50 \text{ kPa} = 6,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{lim}/\gamma_R > E_d \text{ verifica soddisfatta}$$

PRESSIONE LIMITE AGENTE

$$E_d = 204,53 \text{ kN/m}^2 = 2,09 \text{ kg/cm}^2$$

VERIFICA DI SICUREZZA ALLO SCORRIMENTO D.M. 14/01/08 - SLU

RESISTENZA DEL TERRENO

$$S_d / \gamma_R = 841,50 \text{ kN}$$

$$S_d / \gamma_R > T \text{ verifica soddisfatta}$$

FORZA DI PROGETTO

$$T = 43 \text{ kN}$$

6.2 CALCOLO DEI CEDIMENTI DEI TERRENI FONDALI E VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO (SLE – D.M. 14/01/2008)

Premessa

Gli stati limite di esercizio si riferiscono al raggiungimento di valori critici di spostamenti e rotazioni, assoluti e/o relativi, e distorsioni che possano compromettere la funzionalità dell'opera. È quindi necessario valutare, utilizzando i valori caratteristici delle azioni e delle resistenze dei materiali, gli spostamenti e le rotazioni delle opere, nonché l'evoluzione nel tempo.

Per lo stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione: $E_d \leq C_d$,
dove, per fondazioni superficiali, risulta:

E_d = Valore di progetto dell'effetto delle azioni = cedimento previsto

C_d = Valore limite dell'effetto delle azioni = cedimento ammissibile.

Per effetto delle azioni trasmesse in fondazione, i terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti della superficie di terreno a contatto con la fondazione; la componente verticale dello spostamento è definita cedimento. Si definisce cedimento differenziale la differenza dei cedimenti tra punti di una stessa fondazione, di fondazioni distinte con sovrastrutture comuni e di fondazioni distinte con sovrastrutture staticamente indipendenti.

In base all'evoluzione nel tempo dei cedimenti si distinguono cedimenti immediati e cedimenti differiti, solitamente con tempi di riferimento per edifici pari a 30 anni.

Sulla base dei cedimenti attesi si deve esprimere un giudizio sulla loro ammissibilità, in riferimento ai limiti imposti dal comportamento statico e dalla funzionalità del manufatto in progetto.

La combinazione delle azioni (SLE: Stato Limite d'Esercizio) da considerare per la determinazione dei cedimenti previsti dei terreni fondali è la combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$N_d = G_1 + G_2 + P + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \Psi_{23}Q_{k3} + \dots (\text{estratto D.M. 14/01/2008})$$

Ove:

G_i -esimo= azioni permanenti

P= precompressione

Q= azioni variabili

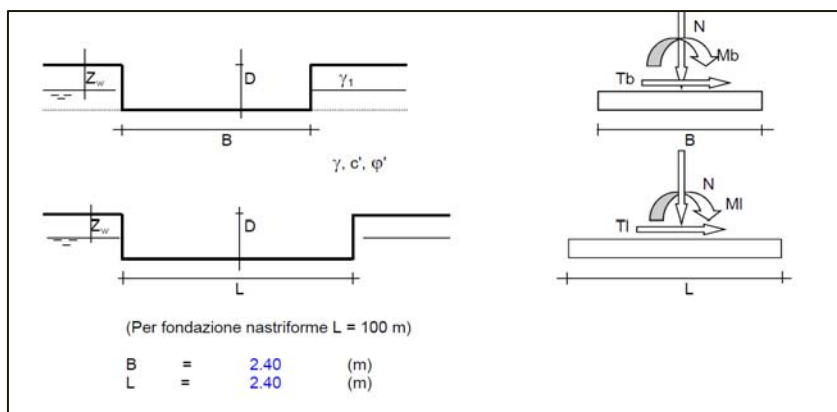
Ψ = coefficienti di combinazione che dipendono dalla natura dell'azione e della categoria dell'opera

Calcolo dei cedimenti dei terreni di fondazione

Di seguito si propone il calcolo geotecnico per la determinazione dei cedimenti dei terreni di fondazione (E_d) correlati alle pressioni progettuali allo Stato Limite d'Esercizio (SLE); con tale valore si procede successivamente alla verifica con il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (cedimento ammissibile C_d). Per l'opera in progetto si stabilisce il cedimento ammissibile di riferimento pari a $C_d=25$ mm

AZIONI - VALORI DI CALCOLO (SLE)

N	670.00 kN
Mb	163.00 kNm
MI	0.00 kNm
Tb	30.00 kN
TI	0.00 kN
H	30.00 kN
B	2,40 m
L	2,40 m
Eccentricità	
e_B	0,24 m
e_L	0,00 m
Dimensioni equivalenti	
$B-2 e_B = B^*$	1,91 m
$L-2 e_L = L^*$	2,40 m
Pressione massima agente risultante	
$q = N / B^* L^* = 145,90 \text{ kN/m}^2$	



Per il calcolo dei cedimenti dei terreni di fondazione si è fatto riferimento alle relazioni di H.G. Poulos, E.H. Davis, 1974 che consentono la determinazione delle tensioni indotte nel sottosuolo per effetto delle applicazioni del carico; si considera un semispazio elastico, omogeneo ed isotropo, trascurando la rigidità delle strutture di fondazione, le quali vengono assimilate all'applicazione di un carico sulla superficie d'imposta. I calcoli sono stati eseguiti impiegando software di calcolo edito da DEI, tipografia del Genio Civile (2010).

Le relazioni che ricavano lo stato tensionale nel sottosuolo sono:

$$\Delta\sigma_z = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_x = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_y = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

Ricavate ad ogni profondità le tensioni indotte si ottiene il corrispondente valore di ε_z (cedimento verticale) attraverso l'espressione:

$$\varepsilon_z = (\Delta\sigma_z - \nu(\Delta\sigma_z + \Delta\sigma_x))/E$$

Ove ν è il modulo di Poisson e E è il modulo di deformabilità

Suddividendo pertanto il terreno in strati di spessore Δz_i è possibile ricavare il valore del cedimento dello strato i -esimo attraverso l'espressione

$$\delta \varepsilon_{zi} = (\Delta \sigma_{zi} - v(\Delta \sigma_{zi} + \Delta \sigma_{xi})) / E_i$$

Il cedimento complessivo sarà pari alla somma dei cedimenti di ogni singolo strato e quindi pari a:

$$\delta \varepsilon_{ztot} = \sum_i \delta \varepsilon_{zi} = \sum_i (((\Delta \sigma_{zi} - v(\Delta \sigma_{zi} + \Delta \sigma_{xi})) \Delta z_i) / E_i)$$

Per il calcolo del cedimento immediato si ricava il modulo elastico non drenato con la relazione di Stroud 1989, impiegando $N_{spt} = 40$ cautelativo

$$E_u = 9,0 \times N_{spt} = 9,0 \times 40 = 360 \text{ kg/cm}^2 = 36.000 \text{ kN/m}^2$$

Per la determinazione del cedimento per consolidazione differito nel tempo si ricava il modulo elastico con la relazione di Burland e Burbidge 1985, impiegando $N_{spt} = 40$ cautelativo

$$E' = 6,2 \times N_{spt} = 6,2 \times 40 = 248 \text{ kg/cm}^2 = 24.800 \text{ kN/m}^2$$

CEDIMENTO IMMEDIATO

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E_u	v	δc_i
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(mm)
1	T. GLACIALE CONSISTENTE	30.00	0.0	30.0	1.0	36000	0.30	8.6

$$\delta_{c \text{ imm}} = 8.6 \text{ mm}$$

CEDIMENTO DIFFERITO NEL TEMPO PER CONSOLIDAZIONE

Strato	Litologia	Spessore	da z_i	a z_{i+1}	Δz_i	E'	v	δc_i
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(mm)
1	T. GLACIALE CONSISTENTE	30.00	0.0	30.0	1.0	24,8	0.30	12.5

$$\delta_{c \text{ t}} = 12.5 \text{ mm}$$

I cedimenti dei terreni fondali attesi correlati ai carichi progettuali previsti allo stato limite d'esercizio sono pari a:

$$\delta_{c \text{ TOT}} = \delta_{c \text{ imm}} + \delta_{c \text{ t}} = 8.6 \text{ mm} + 12.5 \text{ mm} = 21.1 \text{ mm}$$

I cedimenti dei terreni fondali attesi sono inferiori al limite ammissibile di 25 mm (C_d); è pertanto soddisfatta la verifica prevista dal D.M. 14/01/2008 (che i cedimenti indotti siano inferiori al limite stabilito per l'opera di progetto).

7. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

La presente relazione geologica e geotecnica è redatta a supporto della progettazione della nuova palestra delle scuole elementari in Via XXV Maggio in Comune di Agrate Conturbia (NO).

Alla luce di quanto emerso dalle indagini e dalle analisi eseguite si può riassumere quanto segue:

- l'area di intervento si colloca in area pianeggiante, urbanizzata ed in assetto stabile (categoria topografica T1 del D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni");
- dal punto di vista geologico il lotto di intervento è caratterizzato da sedimenti di origine glaciale con prevalenti limi e argille consistenti con ciottoli e massi (terreno categoria C del D.M. 14/01/2008);
- nell'area di intervento non sono presenti falde idriche superficiali, tuttavia si possono formare ristagni idrici a debole profondità, al contatto tra la coltre detritica più superficiale o terreno vegetale, che permette l'infiltrazione delle acque superficiali e meteoriche, ed i sottostanti sedimenti glaciali, con comportamento impermeabile; a favore della sicurezza i calcoli geotecnici condotti per la determinazione della portanza dei terreni di fondazione hanno considerato terreni di fondazione saturi. Si consiglia la posa alla base della pavimentazione e delle opere fondali di materiale con granulometria selezionata e privo di frazione fine correttamente addensato (Classi granulometriche A1-a / A2-4 della Classificazione UNI –CNR 10006 – si veda l'allegato 7 in fondo al testo), con recapito finale del drenaggio ad idoneo ricettore.
- Il territorio del Comune di Agrate Conturbia (NO) ricade in classe sismica 4 (nel corpo della relazione vengono descritte dettagliatamente le caratteristiche sismiche generali, locali e vengono determinati i parametri sismici caratteristici dell'area d'intervento).
- Le caratteristiche geotecniche di dettaglio dei terreni dell'area di intervento sono state ricavate da indagini geotecniche condotte in sito consistite in n° 4 prove penetrometriche dinamiche:
 - primo strato: terreno superficiale sciolto con spessore medio di circa 0,40 m ($N'_{SPT}=2\div5$);
 - secondo strato: terreni con elevato grado di consistenza fino alla profondità media di -1,30 m dal p.c. ($N'_{SPT}=21\div38$);
 - terzo strato: terreni con elevato grado di consistenza, che determinano il rifiuto alla penetrazione ($N'_{SPT}>40\div110$).

Il progetto prevede la realizzazione di una nuova palestra con dimensioni 15,50 x 32,20 m con fondazioni superficiali con plinti con base quadrata di lato 2,40 m; la quota di posa prevista è pari a -2,05 m rispetto la quota $\pm 0,00$ m di progetto e corrispondente alla quota media di -1,50 m rispetto il piano campagna (la quota $\pm 0,00$ m di progetto corrisponde mediamente a +0,50 m dal piano campagna attuale). In base alle risultanze dell'indagine geotecnica condotta si ricava che alla quota d'imposta delle fondazioni previsti sono presenti terreni con elevata consistenza e idonei a costituire piano di posa fondale.

Pressione limite dei terreni (corrisponde a Stato Limite Ultimo –SLU)

Con la relazione di Brinch Hansen si sono ricavati i valori di pressione limite dei terreni di fondazione Q_{lim}/γ_R per le opere fondali di progetto; (la pressione limite del terreno fondale è superiore alla pressione trasmessa dalle fondazioni di progetto (E_d), ricavate dal Progettista strutturale allo Stato Limite Ultimo. E' soddisfatta la verifica di sicurezza allo Stato limite Ultimo D.M. 14/01/2008.

PLINTO DI FONDAZIONE	Pressione limite terreno (resistenza allo stato limite ultimo-non direttamente utilizzabile)	Pressione esercitata sul terreno dall'opera allo stato limite ultimo	Verifica di sicurezza capacità portante D.M. 14/01/08
2,40 m x 2,40 m	q_{lim}/γ_R $652,50 \text{ kN/m}^2 = 6,65 \text{ kg/cm}^2$	E_d $204,53 \text{ kN/m}^2 = 2,09 \text{ kg/cm}^2$	$q_{lim}/\gamma_R > E_d$ soddisfatta

Cedimenti dei terreni di fondazione e verifiche allo stato limite d'esercizio D.M. 14/01/2008

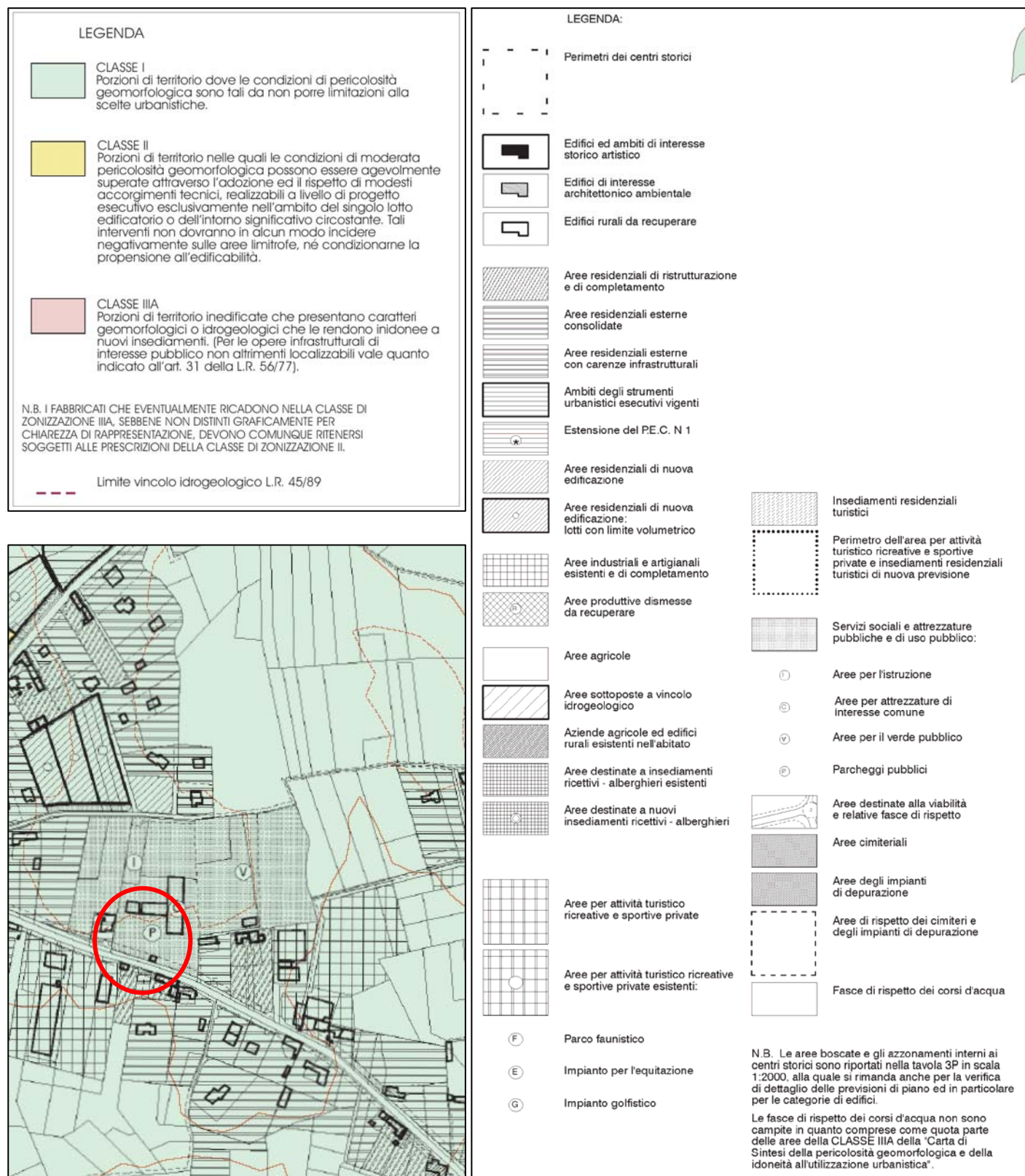
Con gli schemi di calcolo geotecnico di H.G. Poulos, E.H. Davis si sono determinati i cedimenti attesi dei terreni fondali, correlati alle pressioni generate dalle fondazioni di progetto allo stato limite d'esercizio (SLE); si ricavano valori di cedimento inferiori al limite ammissibile stabilito per l'opera di progetto e pari a 25 mm. E' soddisfatta la verifica prevista dal D.M. 14/01/2008 (cedimento atteso inferiore al cedimento ammissibile).

PLINTO DI FONDAZIONE	PRESSIONE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO (SLE)	Cedimento immediato	Cedimento differito	Cedimento complessivo
2,40 m x 2,40 m	145,90 kN/ m ² = 1,488 kg/cm ²	$\delta_{c \text{ imm}} = 8,6 \text{ mm}$	$\delta_{c \text{ t}} = 10,46 \text{ mm}$	$\delta_{c \text{ TOT}} = 21,10 \text{ mm}$

Si ricorda che tali valori sono proposti al progettista e calcolatore c.a. che è tenuto ad analizzarli e verificarli tenendo conto dei meccanismi di sollecitazione specifica della struttura in elevazione.

ALL. 6 - ESTRATTO PRGC VIGENTE

TAV. 7 "CARTA DI SINTESI DELLA PERICOLOSITA' GEOMORFOLOGICA E DELL'IDONEITA' ALL'UTILIZZAZIONE URBANISTICA RAPPORTATA ALLE PREVISIONI URBANISTICHE SCALA 1:5.000



ALLEGATO 7 CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE SECONDO UNI-CNR 10006

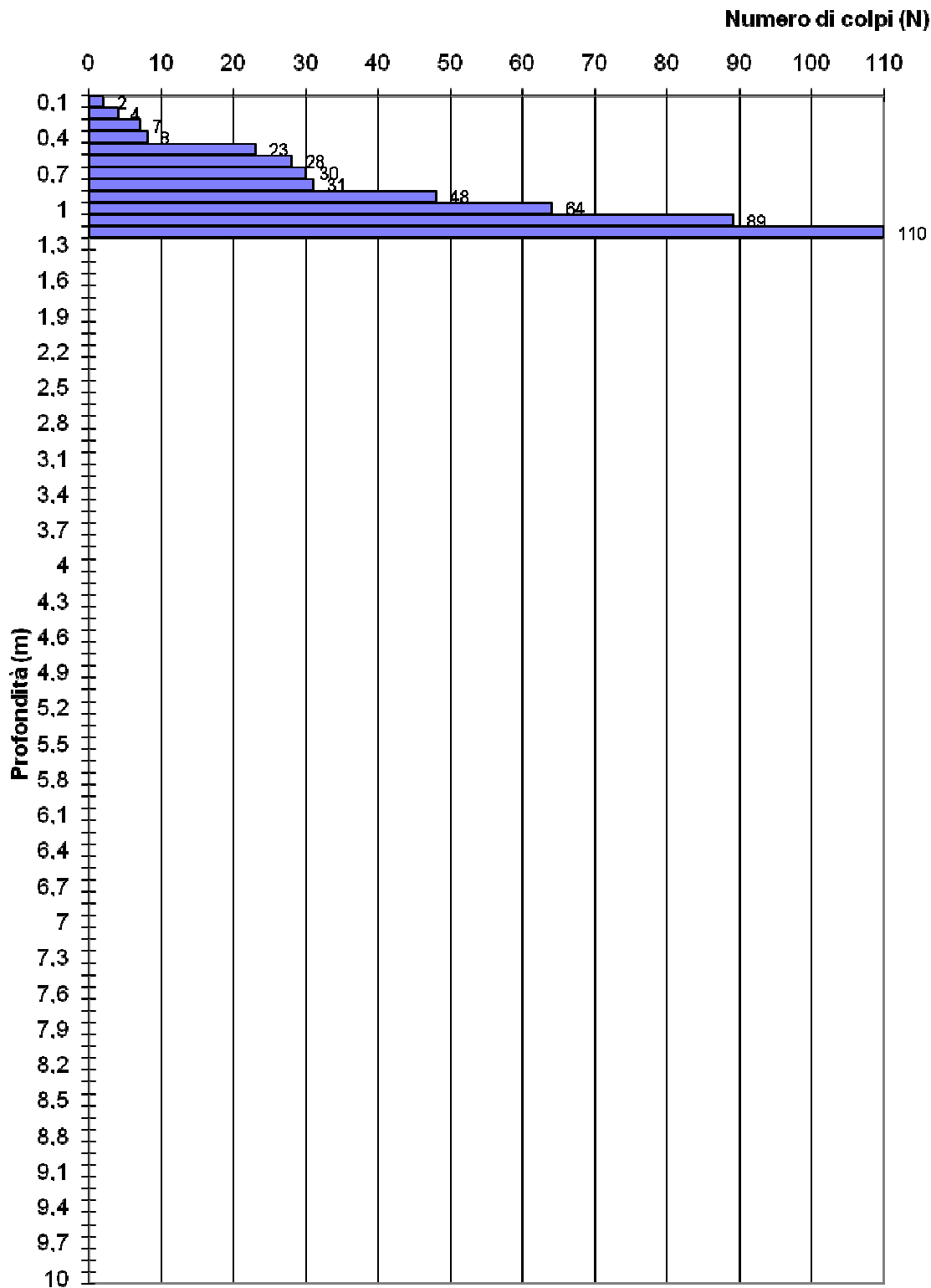
Classificazione Generale	Terre ghiaio-argillose							Terre limo-argillose					Torbe e terre organiche palustri	
	Frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332 ≤ 35%							Frazione passante al setaccio 0,075 > 35%						
Gruppo	A 1		A 3	A 2				A 4	A 5	A 6	A 7		A 8	
Sottogruppo	A 1-a	A 1-b		A 2-4	A 2-5	A 2-6	A 2-7				A 7-5	A 7-6		
Analisi granulometrica Frazione passante al setaccio	≤50	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
2 UNI 2332 %	≤ 30	≤50	> 50	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
0,4 UNI 2332 %	≤15	≤25	≤10	≤35	≤35	≤35	≤35	> 35	> 35	> 35	> 35	> 35	> 35	
0,075 UNI 2332 %														
Caratteristiche della frazione passante al setaccio 0,4 UNI 2332	---		---	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	≤ 40	> 40	> 40	> 40	
Limite liquido	≤6		N.P.	≤ 10	≤10	> 10	> 10	≤ 10	≤10	> 10	IP≤LL-30	IP>LL-30		
Limite di plasticità														
Indice di gruppo	0		0	0		≤ 4		≤ 8	≤ 12	≤ 16	≤ 20			
Tipi visuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo	Ghiaia o breccia, ghiaia o breccia sabbiosa, sabbia grossa, pomici, scorie vulcaniche, pozzolane		Sabbia fine	Ghiaia e sabbia limosa o argillosa				Limi poco compressibili	Limi fortemente compressibili	Argille poco compressibili	Argille fortemente compressibili	Argille fortemente compressibili	Torbe di recente o remota formazione, detriti organici di origine palustre	
Qualità portanti quale terreno di sottofondo in assenza di gelo	Da eccellenti a buone					Da mediocri a scadenti							Da scartare come sottofondo	
Azione del gelo sulle qualità portanti del terreno di sottofondo	Nessuna o lieve			Media				Molto elevata		Media	Elevata	Media		
Ritiro o rigonfiamento	Nullo			Nullo o lieve				Lieve o medio		Elevato	Elevato	Molto elevato		
Permeabilità	Elevata			Medio o scarsa						Scarsa o nulla				
Identificazione del terreno in sito	Facilmente individuabili a vista		Aspri al tatto - incoerenti allo stato asciutto o	La maggior parte dei granuli sono individuabili ad occhio nudo - Aspri al tatto - Una tenacità media o elevata allo stato asciutto indica la presenza di argilla				Reagiscono alla prova di scuotimento - Polverulenti o poco tenaci, allo stato asciutto - Non facilmente modellabili allo stato asciutto		Non reagiscono alla prova di scuotimento - Tenaci allo stato asciutto - Facilmente modellabili in bastoncini sottili allo stato umido				Fibrosi di color bruno o nero - Facilmente individuabili a vista
Scuotimento: prova di cantiere che può servire a distinguere i limi dalle argille. Si esegue scuotendo nel palmo della mano un campione di terra bagnata e comprimendolo successivamente fra le dita. - La terra reagisce alla prova se, dopo lo scuotimento, apparirà sulla superficie un velo lucido di acqua libera, che scomparirà comprimendo il campione tra le dita.														

Scuotimento: prova di cantiere che può servire a distinguere i limi dalle argille. Si esegue scuotendo nel palmo della mano un campione di terra bagnata e comprimendolo successivamente fra le dita. - La terra reagisce alla prova se, dopo lo scuotimento, apparirà sulla superficie un velo lucido di acqua libera, che scomparirà comprimendo il campione tra le dita.

ALL. 8 - DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Istogramma - Prova Penetrometrica Dinamica n°1
Committente: ALBATROS S.R.L.
Via Roma - Agrate Conturbia (NO)

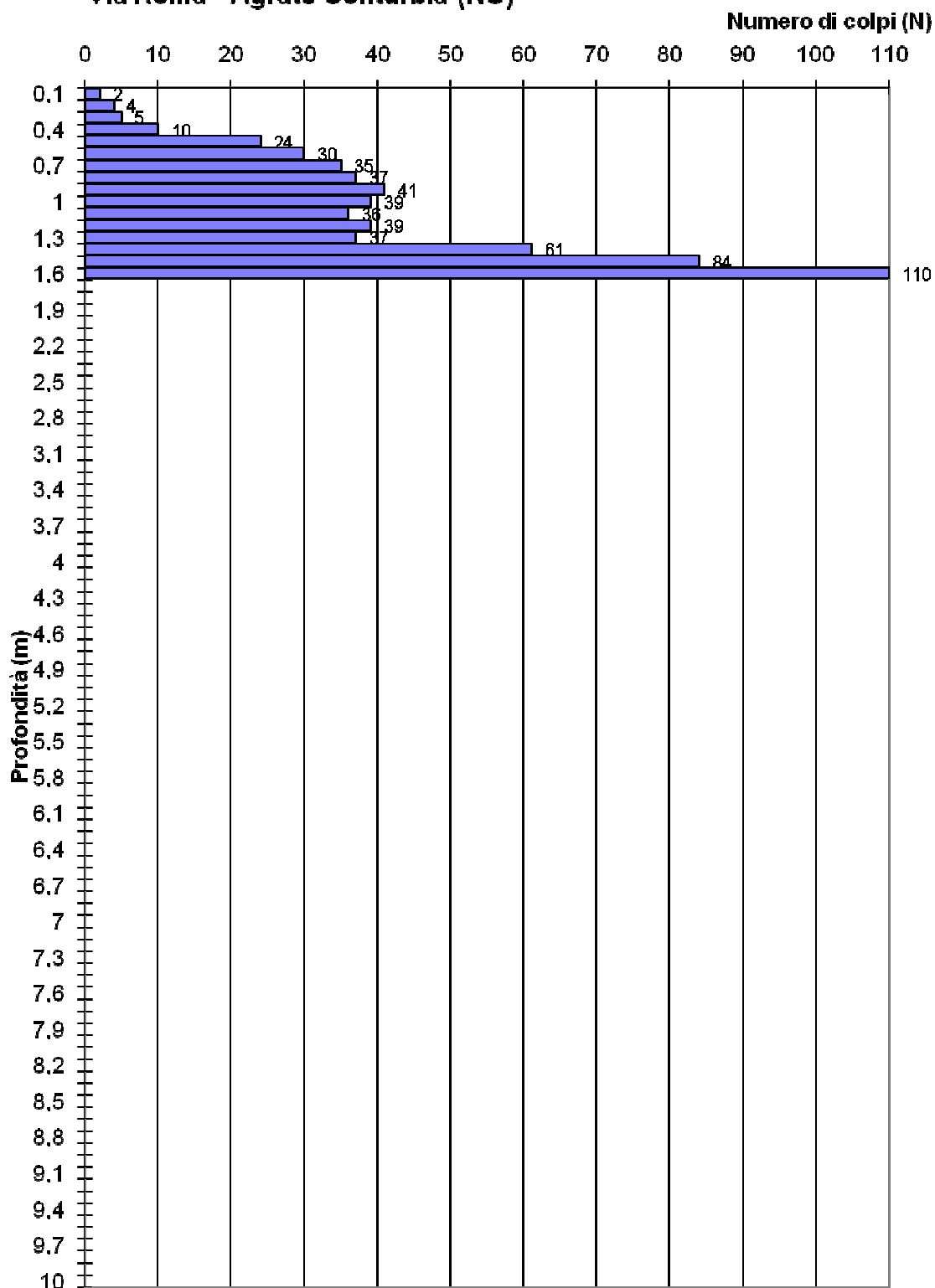


Data: 11/02/2012 Falda: //

Istogramma - Prova Penetrometrica Dinamica n°2

Committente: ALBATROS S.R.L.

Via Roma - Agrate Conturbia (NO)

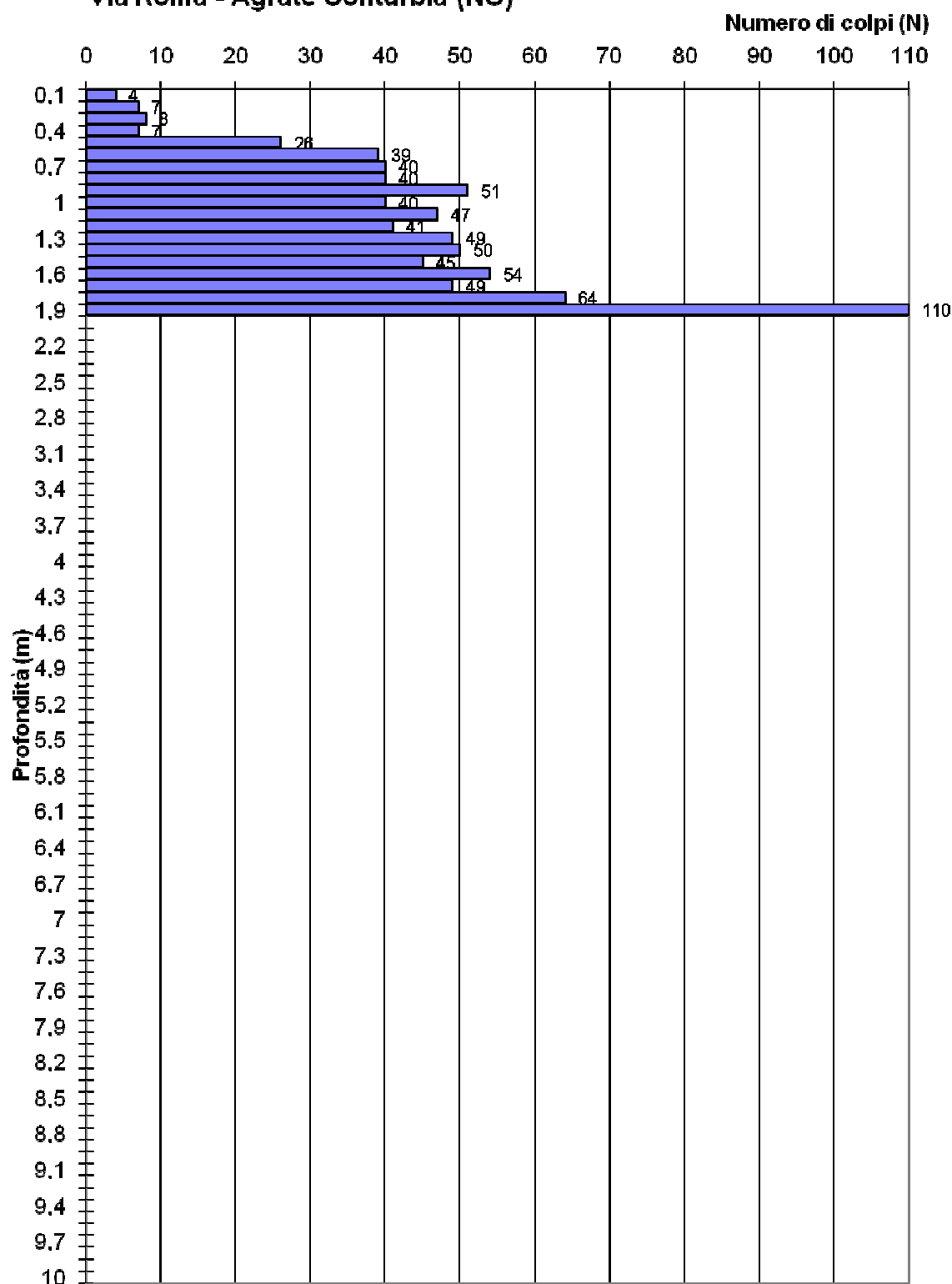


Data: 11/02/2012 Falda: //

Istogramma - Prova Penetrometrica Dinamica n°3

Committente: ALBATROS S.R.L.

Via Roma - Agrate Conturbia (NO)

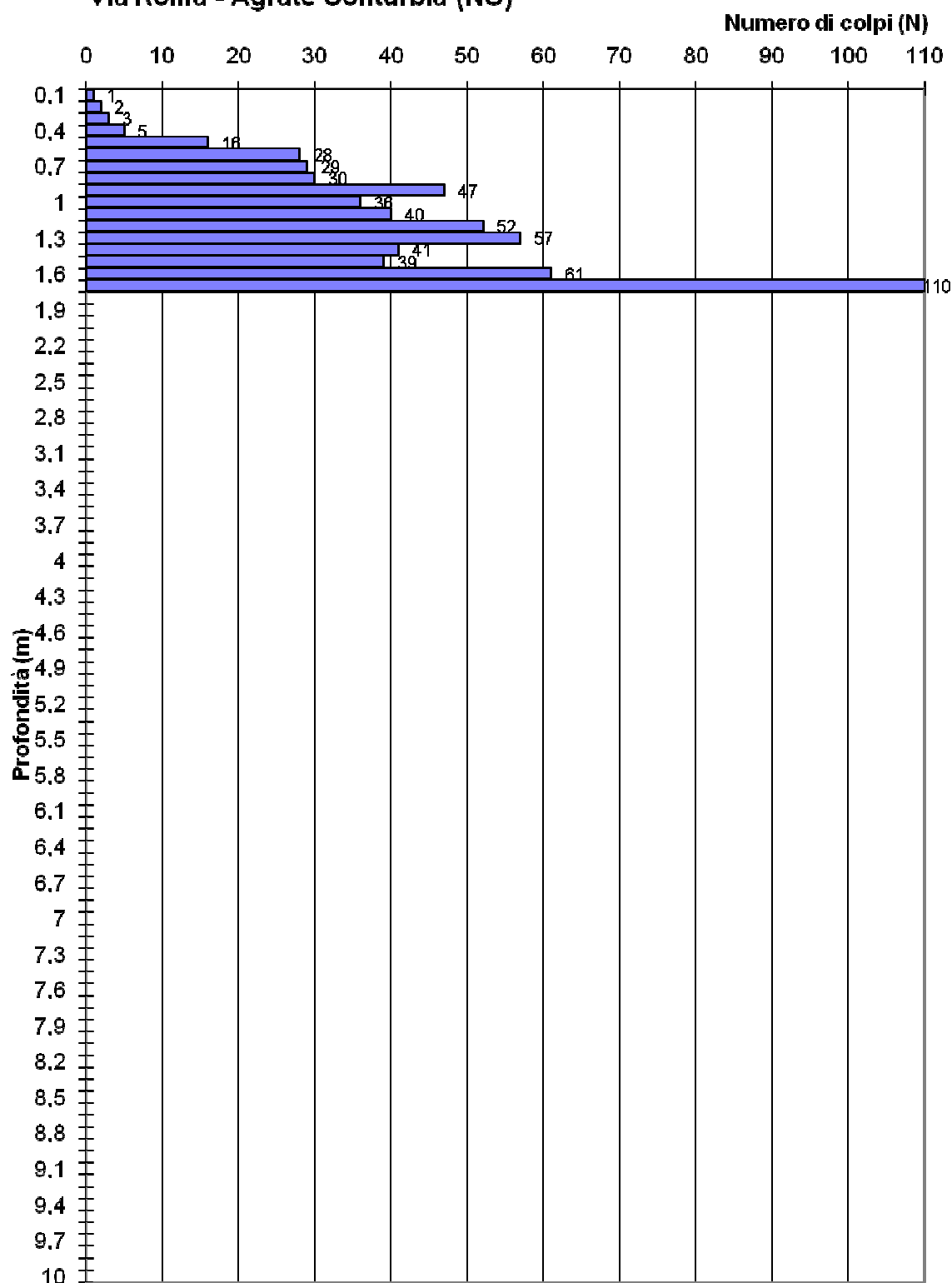


Data: 11/02/2012

Istogramma - Prova Penetrometrica Dinamica n°4

Committente: ALBATROS S.R.L.

Via Roma - Agrate Conturbia (NO)



Data: 11/02/2012

APPENDICE : TERRE E ROCCE DA SCAVO D.Lgs. 152/2006

Essendo previsti scavi di fondazione, con riferimento alla gestione delle terre da scavo prevista dal D.lgs 152/06 e s.m.i, si evidenzia quanto segue:

- in base alle osservazioni dirette dei terreni superficiali non è stata rilevata alcuna traccia di contaminazione, colorazioni anomale o odori particolari; i terreni presenti sono costituiti da terreno vegetale in superficie e depositi glaciali naturali in profondità;
- l'area non è stata interessata da attività o eventi di potenziale contaminazione ambientale, né è mai stata sottoposta ad interventi di bonifica.

Ai sensi della vigente normativa (D.lgs 152/06 e s.m.i), le terre e rocce da scavo possono essere:

1. utilizzate nell'area di cantiere ove si è effettuato lo scavo, per reinterri, riempimenti, rilevati, etc
2. destinate a differenti cicli di produzione industriale (per es. produzione di laterizi, inerti, etc),
3. destinate per il riempimento di cave coltivate,
4. destinate per la ricollocazione in altro sito,
5. depositate temporaneamente in altro sito per impossibilità d'immediato utilizzo del materiale, sia pure avendo individuato il sito di riutilizzo finale.

L'area di intervento è conforme a quanto previsto al punto 2.2.2 che disciplina le procedure semplificate delle "Linee guida per la gestione delle terre e rocce da scavo ai sensi dell'art. 186 del d.lgs. 3 aprile 2006, n.152" della Regione Piemonte che cita "è sufficiente una *dichiarazione di assenza di contaminazione ..omissis...per i siti ubicati in aree residenziali e/o agricole o siti che non siano mai stati sottoposti ad utilizzi diversi..omissis..e per i quali non si sia verificato un evento potenzialmente in grado di contaminare il sito e per i quali la produzione di terre e rocce da scavo non superi i 2.500 mc di materiale*".

È pertanto possibile il riutilizzo all'interno del sito stesso delle terre e rocce da scavo senza la necessità di trattamenti preventivi, così come previsto dal Titolo V della Parte IV del d.lgs. 152/2006 s.m.i. e dalle Linee guida in materia della Regione Piemonte.

Nel caso in cui si preveda il riutilizzo delle terre risultanti dal presente scavo in altro sito è necessario verificare la compatibilità di tale materiale con il sito di destinazione, così come previsto al punto f) del comma 1 dell'art. 186, *"Le terre e rocce da scavo, ottenute quali sottoprodotti, possono essere riutilizzate per reinterri, riempimenti, rimodellazioni e rilevati purchè le loro caratteristiche chimiche e chimico-fisiche siano tali che il loro impiego nel sito prescelto non determini rischi per la salute e per la qualità delle matrici ambientali interessate ed avvenga nel rispetto delle norme di tutela delle acque superficiali e sotterranee, della flora, della fauna, degli habitat e delle aree naturali protette. In particolare deve essere dimostrato che il materiale da utilizzare non e' contaminato con riferimento alla destinazione d'uso del medesimo, nonché la compatibilità di detto materiale con il sito di destinazione"*.

In ogni caso, al verificarsi, durante le operazioni di produzione delle terre e rocce, di un evento potenzialmente in grado di contaminare il sito, devono essere immediatamente avviate le procedure previste dal Titolo V della Parte IV del d.lgs 152/2006.