

COMMITTENTE **LIFE SOURCE S.r.l.**

OGGETTO **RELAZIONE GEOLOGICA E ANALISI
GEOTECNICA CON NOTE IDROGEOLOGICHE
PER LA CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI
INTERESSATI DAL PROGETTO RELATIVO ALLA
REALIZZAZIONE DI UN “NUOVO POLO
RICETTIVO OSPEDALE” DA REALIZZARE TRA LA
VIA CARDUCCI/ BRIANTEA E LA LINEA
FERROVIARIA BG-LC**

COMUNE **Bergamo**

DATA **luglio 2010**

RELATORE ***dott. geol. Alessandro Ratazzi***



A handwritten signature in black ink, appearing to read "Alessandro Ratazzi".

SOMMARIO

- **PREMESSA**
- **MODELLAZIONE GEOLOGICA E STRATIGRAFICA DEL SITO**
 - INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO
 - INQUADRAMENTO IDROLOGICO E IDROGEOLOGICO
 - CLASSIFICAZIONE SISMICA
 - Individuazione della pericolosità del sito
 - Scelta della strategia di progettazione
 - INDAGINI IN SITO
 - Sondaggi stratigrafici a carotaggio continuo
 - Prove penetrometriche SPT
 - Prove di permeabilità Lefranc
 - Prove penetrometriche dinamiche SCPT
- **CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA**
 - CONSIDERAZIONI STRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE
 - CATEGORIA SISMICA DEI TERRENI
 - Definizione dei parametri e dei coefficienti sismici
 - Determinazione dell'azione di progetto
- **VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI**
 - FONDAZIONI SUPERFICIALI
 - Considerazioni generali
 - Verifica agli stati limite ultimi e di esercizio (N.T.C. 2008)
 - Stima dei cedimenti
 - SOSTEGNO DELLE PARETI DI SCAVO E OPERE DI SOSTEGNO
 - DISPERSIONE DELLE ACQUE BIANCHE METEORICHE
- **PROBLEMATICHE IDROGEOLOGICHE E GEOTERMIA**

- **CONCLUSIONI**

Allegati (in fondo al testo):

- Corografia
- Ubicazione punti d'indagine
- Log stratigrafico
- Documentazione fotografica cassette catalogatrici
- Tabulati e diagrammi prove di permeabilità (2)
- Diagrammi penetrometrici (4)
- Schema stratigrafico-geotecnico
- Tabella Resistenza di Progetto

(File – BergamoTogniGeot)

PREMESSA

Su incarico dello Studio di Architettura Leonardo Togni, e per conto della Società Life Source S.r.l. è stato redatto il presente studio geologico con analisi geotecnica e note idrogeologiche, a supporto del progetto per la realizzazione di un “nuovo polo ricettivo ospedale” sito nel comune di BERGAMO, tra la via Carducci/Briantea e la Linea Ferroviaria Bg-Lc.

A tal fine è stata effettuata dalla **SO.GE.TEC. S.r.l.** di Villa d’Adda (BG), l’indagine geognostica concordata con i progettisti e sviluppata con:

- n°1 sondaggio stratigrafico a carotaggio continuo spinto fino alla profondità di 25 m, all’interno della quale sono state effettuate:
 - prove penetrometriche dinamiche discontinue SPT ogni 2/3.0 m (a partire dalla profondità di 15 m), per un totale di n°4, per la verifica puntuale delle caratteristiche geotecniche dei terreni
 - n°2 prove di permeabilità in corrispondenza di orizzonti stratigrafici ritenuti “significativi”
- all’interno del foro di sondaggio è stato installato un tubo piezometrico fino alla profondità di 12.0 m, per poter rilevare e tener monitorato il livello freaticometrico della falda più superficiale
- n°4 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT spinte fino ad almeno 12-14 m e comunque sempre fino al rifiuto meccanico all’infissione della punta

I punti d’indagine sono stati localizzati, compatibilmente con gli ingombri esistenti, in modo da ricoprire uniformemente le porzioni di terreno interessate dalle future opere di fondazione, così come illustrato nello schema planimetrico allegato.

Questo studio è stato redatto inoltre, anche con il supporto di indagini geognostiche e relazioni geologico tecniche eseguite dal sottoscritto o da altre società, in passato, nello stesso ambito geologico-geomorfologico. Inoltre, poiché tale studio geologico è basato su un numero esiguo di prove geognostiche, e i cui risultati sono stati estesi alla totalità dell’area di progetto, è preciso obbligo dell’impresa esecutrice dei lavori comunicare eventuali variazioni significative.

Nella presente relazione geotecnica saranno analizzati i risultati delle indagini svolte al fine di caratterizzare dal punto di vista stratigrafico, geotecnico e idrogeologico il sottosuolo, di indicare la capacità portante del terreno interagente con le opere di fondazione e stimare l’entità dei cedimenti indotti dalle opere in progetto.

Si forniranno inoltre indicazioni sulle modalità di scavo e su eventuali opere di stabilizzazione e consolidamento; infine verranno indicate le modalità da seguire per un eventuale smaltimento delle acque bianche.

La presente relazione viene redatta seguendo le indicazioni tecniche esposte:

- nell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20 Marzo 2003 relativa alla normativa sismica
- nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, 2008) e che prevedono un approccio agli stati limite

MODELLAZIONE GEOLOGICA E STRATIGRAFICA DEL SITO

INQUADRAMENTO GEOLOGICO - GEOMORFOLOGICO

Dal punto di vista geografico l'area in esame è posta nella fascia sud-occidentale del comune di Bergamo ad una quota di circa 232-233 m s.l.m., in prossimità dell'area meglio nota come "Polaresco", a ridosso della linea ferroviaria Bg-Lc, su di un tratto subpianeggiante e posto a valle dei rilievi collinari che caratterizzano Città Alta di Bergamo.

Dal punto di vista geologico l'area è caratterizzata dalla presenza di depositi fluvioglaciali quaternari appartenenti al "Complesso di Ponte Selva - Bacino del Serio" (da Carta Geologica della Provincia di Bergamo a cura dell'Amministrazione Provinciale); nello specifico dell'area in esame questi sono riconducibile all'"Unità dei Torre Boldone", e sono costituiti da ghiaie poligeniche arrotondate a supporto di matrice argilloso-limosa.

I dati stratigrafici in letteratura segnalano uno spessore di copertura argillosa eluviale di spessore molto inferiore a quanto normalmente si rileva nell'ambito del sottosuolo indagato: sicuramente alla frazione argillosa di sicura natura eluviale si aggiungono spessori (sempre più consistenti avvicinandosi ai rilievi collinari) relativi a una parte colluviale di dilavamento dei rilievi (fino a un livello di colluvio pedecollinare p.d.).

Verso Nord, in corrispondenza dei rilievi collinari delle alture di Città Alta, il territorio è interessato da consistenti affioramenti del substrato roccioso riconducibile in gran parte a una formazione marina litologicamente molto variegata (con arenarie, calcareniti, marne, lenti di conglomerati e sequenze torbiditiche in senso stretto) nota in letteratura come formazione del "Flysch di Bergamo" (di età Campaniana-Santoniana del Terziario).

Dal punto di vista geomorfologico, ad eccezione della dorsale collinare su cui si sviluppa "Città Alta", costituita, come già detto dal substrato terziario, e se si eccettuano alcune incisioni di torrenti, trasformati con le attività antropiche della città nei secoli, in "canali" artificiali, non si segnala nulla di rilevante.

Nello specifico dell'area in esame è stata evidenziata la presenza di terreni a prevalente componente limoso-argillosa con irregolari livelli più granulari; è stata accertata la presenza di un orizzonte ghiaioso tra i 5.0 e 7/8.0 m sede di una piccola falda acquifera sospesa.

INQUADRAMENTO IDROLOGICO E IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista idrologico, si segnala che l'unico corso d'acqua superficiale presente nelle vicinanze del settore in esame è il Torrente La Curna, che scorre però ben incassato e "incanalato" nel suo alveo una distanza di 100-200 m verso ovest-nord/ovest.

Oltre a ciò si segnala solo la presenza di una serie di rogge, canali e piccoli torrenti con uso prevalentemente irriguo e che attualmente registrano una certa portata idrica solo in periodi con pluviometrie intense e/o durature; per il resto, la circolazione idrica superficiale è per lo più a carattere diffuso, controllata dalla morfologia locale e marcata dalle eventuali regimazioni antropiche.

Si segnala nel settore sud-occidentale dell'area di studio una superficie di circa 30 mq di acqua stagnante.

Per quanto riguarda l'aspetto idrogeologico questo risulta piuttosto articolato. Le informazioni sono state desunte sia dai risultati di indagini eseguite che dai dati bibliografici esistenti e relativi ai pozzi ad uso idropotabile censiti (e dei quali si conoscono le caratteristiche di costruzione e le stratigrafie dei terreni scavati).

Le indagini eseguite hanno permesso di rilevare la presenza di una falda superficiale "sospesa" alla profondità di circa 5-6 m; seppur non si conoscano nello specifico le potenzialità di questa falda, è noto che si tratti di una falda comunque di entità e dimensione contenuta in quanto alimentata probabilmente dai corsi d'acqua vicini e più facilmente da una circolazione sotterranea, prevalentemente lungo "vene" limose o clastiche, dalla vicina collina.

Per quanto sopra la falda sospesa individuata è da considerare irregolare e discontinua nel tempo, oltre che con portate presumibilmente molto limitate.

Relativamente alla falda acquifera vera e propria, come si ricava anche dalla consultazione della "Carta della profondità della falda" redatta a supporto del "PTCP - Piano Territoriale di Coordinamento" della Provincia di Bergamo, il livello piezometrico aggiornato al giugno 2003 è posto indicativamente tra le quote di 180 e 185 m s.l.m. (e quindi ad una profondità di circa 52-55 m dall'attuale piano campagna).

Non sono indicate e non si conoscono le oscillazioni massime stagionali; la direzione di flusso della falda è mediamente da N/E a S/W.

Si segnala comunque che lungo la fascia pedecollinare le indicazioni sull'andamento generale della falda sono fortemente influenzate sia dall'andamento morfologico del territorio sia da quello dell'andamento del substrato impermeabile profondo (lapideo e/o argilloso).

CLASSIFICAZIONE SISMICA

Ai fini per l'applicazione della nuova normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica (ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 Marzo 2003 e Norme Tecniche per le Costruzioni) l'intero territorio nazionale è stato suddiviso in zone sismiche con grado di pericolosità crescente da 4 a 1; l'area in esame ricade nel comune di Bergamo, e questo è stato inserito nella zona "3"; nelle normative precedenti non era stato inizialmente classificato "NC" e successivamente inserito in classe 3 (1998).

Ciascuna zona è caratterizzata da un parametro di pericolosità (accelerazione orizzontale massima al suolo $a_{g,475}$) espressa come frazione dell'accelerazione di gravità g) che per la zona 3 è pari a $0.15 g > a_{g,475} \geq 0.05 g$.

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo è costituito dallo spettro di risposta elastica costituito da uno spettro normalizzato considerato indipendente dal livello di sismicità, moltiplicato per il valore dell'accelerazione massima ($a_g \times S$) del terreno che caratterizza il sito di fondazione.

La "pericolosità sismica di base" o *pericolosità sismica* costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche; questa, per essere compatibile con le NTC, deve essere definita, oltre che dalle accelerazioni a_g anche dalle relative forme spettrali F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e T_C^* (periodo di inizio del tratto dia velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale).

Con allegato al voto n°36 del 27.07.07 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, sono stati forniti i valori di a_g , F_0 , T_C^* , relativi a tutto il reticolo di riferimento del suolo Italiano, con diversi periodi di ritorno.

Il Consiglio superiore dei Lavori Pubblici ha messo a disposizione dei progettisti il programma "SPETTR-NTC" ver.1.0.3, che *"fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticali) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale"*.

Seppur tale programma sia in fase di sperimentazione, e il C.S.L.P. non si ritenga responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso, questo fornisce indicazioni comunque importanti. Sarà cura del progettista delle opere valutare l'attinenza dei risultati qui esposti con quelli richiesti.

- Individuazione della pericolosità del sito

Comune: Bergamo

T_R (anni)	A_g (g)	F₀₍₋₎	T_{C*(s)}
30	0,030	2,438	0,197
50	0,038	2,479	0,215
72	0,047	2,430	0,232
101	0,055	2,435	0,242
140	0,064	2,431	0,255
201	0,076	2,421	0,262
475	0,110	2,418	0,271
975	0,145	2,462	0,276
2475	0,197	2,510	0,287

- Scelta della strategia di progettazioneVita nominale della costruzione (anni): V_N: 50Classe d'uso della costruzione . c_U: 1.5Periodo di riferimento per la costruzione (anni): V_R: 75Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (anni): T_RStati limite di esercizio – SLE – SLO-P_{V_R}=81%: T_R = 45SLD-P_{V_R}=63%: T_R = 75Stati limite ultimi – SLU – SLV-P_{V_R}=10%: T_R = 712SLC-P_{V_R}=5%: T_R = 1462

Stato Limite	T_R (anni)	A_g (g)	F₀₍₋₎	T_{C*(s)}
SLO	45	0,037	2,471	0,211
SLD	75	0,048	2,431	0,233
SLV	712	0,128	2,442	0,274
SLC	1462	0,165	2,483	0,281

INDAGINI IN SITO

Sondaggi stratigrafici a carotaggio continuo

Sono state impiegate le seguenti attrezzature (di cui si dispone delle schede tecniche esplicative):

- sonda idraulica BOART LONGYEAR “GELMINA” su carro cingolato
- pompa a pistoncini NENZI TRIPLEX TP 200 a bordo

sono stati inoltre impiegati i seguenti accessori:

- batteria aste $\Phi = 76$ mm
- tubi di rivestimento $\Phi = 127$ mm
- carotieri :”S” $\Phi = 101$ mm
- corone a inserti Vidian

Per effettuare i sondaggi stratigrafici, si è proceduto a carotaggio continuo, con il carotiere semplice D 101 mm per brevi tratti successivi: dopo aver campionato per complessivi 1500 mm si è fatto seguire il tubo di rivestimento (D. 127 mm) per sostenere le pareti del foro.

Per non alterare la granulometria del terreno naturale, l’avanzamento del carotiere nei terreni sciolti è stato eseguito rigorosamente a secco. L’acqua è stata invece utilizzata, comunque in piccolissima quantità, per facilitare l’avanzamento delle tubazioni di rivestimento di manovra.

Le cassette catalogatrici contenenti i campioni di terreno recuperati, sono state depositate presso il punto di perforazione.

Prove penetrometriche Spt

Entro i fori di sondaggio, in corso di avanzamento della perforazione, alle profondità prefissate, sono state eseguite prove penetrometriche dinamiche discontinue SPT.

Le prove penetrometriche dinamiche discontinue (Standard Penetration Test) sono state eseguite con dispositivo NENZI a sgancio automatico (conformemente alle disposizioni dell’AGI - Associazione Geotecnica Italiana) avente le seguenti caratteristiche:

- *Campionatore Raymond diametro 50.8 (con punta conica “chiusa”)*
- *Massa battente kg 63.5*
- *Altezza di caduta 75 cm*

Le prove sono state eseguite in corrispondenza dei soli terreni naturali. Si sono registrati i colpi necessari all’affondamento di 3 tratti successivi di 15 cm.

I valori rilevati sono esposti sulla relativa colonnina nel log stratigrafico (stratigrafia) allegato nel testo.

Prove di permeabilità' Lefranc

* Generalita'

Per determinare il Coefficiente di Permeabilità (K) dei terreni sciolti si sono eseguite prove di Permeabilità con il metodo Lefranc a livello variabile (o "carico variabile").

La metodologia di esecuzione di prova risulta la seguente:

- predisposizione della "tasca" di prova (diametro 101 mm) "fuori scarpa" oltre il filo inferiore dei tubi di rivestimento
- riempimento della tasca con eguale volume di ghiaia di cava (selezionata e lavata) dimensioni 10-15 mm
- immissioni di acqua in modo continuo e prolungato fino a saturare il terreno (quando sopra falda)
- riempimento del foro fino al raggiungimento di un livello di riferimento per l'inizio della prova (generalmente il bordo della tubazione di rivestimento di manovra)
- rilevamento a precisi intervalli di tempo, con apposito sondino freaticometro elettroacustico, dell'abbassamento del livello dell'acqua all'interno del foro (carico variabile)

* Interpretazione ed elaborazione dei dati

I risultati delle prove di permeabilità vengono interpretati secondo le "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" dettate dalla "ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA" (1977) e secondo le indicazioni di F. CESTARI "Prove geotecniche in sito" (1990).

Per le prove a **CARICO VARIABILE** il coefficiente di permeabilità K (m/s) è dato dalla:

$$\frac{A}{C_L(t-t_i)} \ln \frac{h_1}{h_2}$$

Dove:

- A (mq): area di base del foro di sondaggio
- h1 e h2 (m): altezza dei livelli d'acqua nel foro rispetto al livello della falda indisturbata o al fondo del foro stesso agli istanti t2 e t1
- t2 e t1 (s): tempi ai quali si misurano h1 e h2
- CL: coefficiente di forma dipendente dall'area del foro di sondaggio e dalla lunghezza del tratto di foro scoperto

CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

CONSIDERAZIONI STRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE

I risultati dell'indagine eseguita consentono una ricostruzione stratigrafica del sottosuolo che evidenzia una situazione abbastanza omogenea.

In base ai risultati dell'indagine eseguita, e grazie anche alle conoscenze litologiche acquisite da altre indagini svolte nelle vicinanze, la successione stratigrafica sottostante l'area in esame può comunque essere di seguito così caratterizzata:

LIVELLO [1]: dal piano campagna fino alla profondità di circa 2.5-3.0 m da piano esecuzione indagine.

Si tratta di terreno vegetale ed eluviale, prevalentemente limoso argilloso di color grigio-nocciola che ha fatto registrare un numero di colpi $N_{SCPT/SPT}$ (numero dei colpi necessari all'avanzamento di 30 (o 15+15) centimetri della punta conica) variabile ma generalmente compresi tra 3 e 5.

Dal punto di vista della caratterizzazione geotecnica si rimanda all'allegato schema ("Profilo stratigrafico e caratterizzazione geotecnica") ricordando che:

Densità Relativa:	correlazione tra N_{SCPT} e Densità relativa (%) di Terzaghi-Peck
Peso di volume:	stima valutata in relazione a N_{SCPT}
Coazione non drenata:	o resistenza al taglio non drenata, correlazione empirica secondo Terzaghi & Peck e secondo le indicazioni D.M. 7 Nav. Fac. 1982
Angolo di attrito:	correlazione tra N_{SCPT} e ϕ di Meyerhof per terreni con una percentuale di sabbia fine e limo superiore a 5
Modulo elastico:	valutato da correlazioni empiriche tra N_{SCPT} e il tipo di terreno

Relativamente ai "valori caratteristici, V_k " della coazione non drenata e dell'angolo d'attrito interno, si è optato per considerarli pari a quelli medi ricavati dall'indagine, mentre i "valori di progetto V_p " sono stati determinati utilizzando i coefficienti riduttivi parziali, indicati nelle *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)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
<i>Coazione efficace</i>	c'_k	γ_c	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_r	1,0	1,0

*per le rocce ed i materiali lapidei non fratturati la resistenza può essere rappresentata dalla resistenza a compressione uniassiale q_u con un coefficiente parziale $\gamma_{qu}=1.6$.

LIVELLO [2]: dalla base dello strato precedente fino alla profondità variabile di circa 4.5/5.0 m.

Livello costituito da depositi parzialmente alterati e costituiti da limi argillosi di color grigio-nocciola, che hanno fatto registrare un numero di colpi $N_{SCPT/SPT}$ variabile ma generalmente compresi tra 10 e 15.

LIVELLO [3]: dalla base dello strato precedente fino alla profondità di circa 7.5 m.

Si tratta di ghiaie sabbiose, sede di una falda acquifera sospesa, e quindi sature. Sono stati rilevati colpi $N_{SCPT/SPT}$ generalmente compresi tra 25 e 35

LIVELLO [4]: dalla base dello strato precedente fino alla massima profondità investigata di circa 25.0 m con il sondaggio stratigrafico (e 12-15 m con le prove SCPT).

Livello costituito da terreni limoso argillosi di color grigio nocciola con un buon grado di addensamento e tale da far registrare $N_{SCPT/SPT}$ compresi tra 13 e 30.

Durante l'esecuzione delle prove SCPT è stato sempre registrato il rifiuto alla penetrazione meccanica della punta ($N_{SCPT} > 100$): si ritiene comunque un fatto "locale" e dovuto alla presenza di irregolari livelli molto consistenti ma di spessore trascurabile.

La caratterizzazione stratigrafica allegata è il risultato di una valutazione mediata del numero di colpi fatto registrare durante l'esecuzione delle verticali d'indagine.

CATEGORIA SISMICA DEI TERRENI

Ai fine della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale; in assenza di specifiche analisi si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento:

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>Depositati 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>Depositati 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).

Tabella 3.2.III – Categorie aggiuntive di sottosuolo.

Categoria	Descrizione
S1	Depositati di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositati di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Sulla scorta dell'indagine effettuata e di quelle note in bibliografia si può affermare che i terreni del Livello stratigrafico [1] e [2] hanno caratteristiche di addensamento tali da appartenere alla categoria "D", mentre quelli del Livello [3] e [4] appartengono alla categoria "C".

Per determinare i parametri dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali si potrà fare riferimento alla tabella:

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1.00	0.15	0.40	2.00
B-C-E	1.25	0.15	0.50	2.00
D	1.35	0.20	0.80	2.00

Mentre per quelli della componente verticale:

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A-B-C-D-E	1.00	0.05	0.15	1.00

- Definizione dei parametri e dei coefficienti sismici

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C Categoria topografica: T1
 Periodo di riferimento: 50anni Coefficiente cu: 1

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss* (ampl. stratigrafica)	1,50	1,50	1,50	1,48
Cc* (coeff.funz. categ.)	1,79	1,74	1,62	1,61
St* (amplificazione topografica)	1,00	1,00	1,00	1,00

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,009	0,012	0,040	0,052
<b(kv< b=""></b(kv<>	0,005	0,006	0,020	0,026
Amax [m/s ²]	0,445	0,576	1,653	2,137
Beta	0,200	0,200	0,240	0,240

Per la presenza di falda superficiale e terreni medio-fini si è ritenuto utile accertare la possibilità di liquefazione di questi ultimi (*“riduzione di resistenza e/o di rigidità causata durante il moto sismico dall’aumento di pressioni interstiziali in terreni saturi non coesivi”*). Facendo riferimento alle indicazioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni:

7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

Nel caso in esame e di interesse, non è del tutto corretto parlare di “falda” superficiale (punto 3 della normativa di riferimento), poiché l’acqua rilevata alla quota di -5.0 metri è da considerare a tutti gli effetti “sospesa” e tale da non saturare i terreni almeno fino alla prevedibile profondità di scavo (“rispetto al piano di fondazione” come indicato dalla normativa) soprattutto nell’eventualità di realizzare diaframmi di paratia in calcestruzzo per il sostegno dei fronti di scavo.

Pertanto facendo riferimento alla “falda” vera e propria nota alla profondità di 52-55 m circa, la verifica alla liquefazione potrebbe essere omessa.

Data comunque la possibile “criticità” e poiché per le altre “circostanze”, allo stato attuale, è difficile affermare con certezza che non si manifestino, si è pertanto preferito eseguire una serie di analisi empiriche “semplificate” effettuate secondo diversi autori (Seed, Idris, Tokimatsu ed altri) in condizioni comunque di saturazione dei terreni.

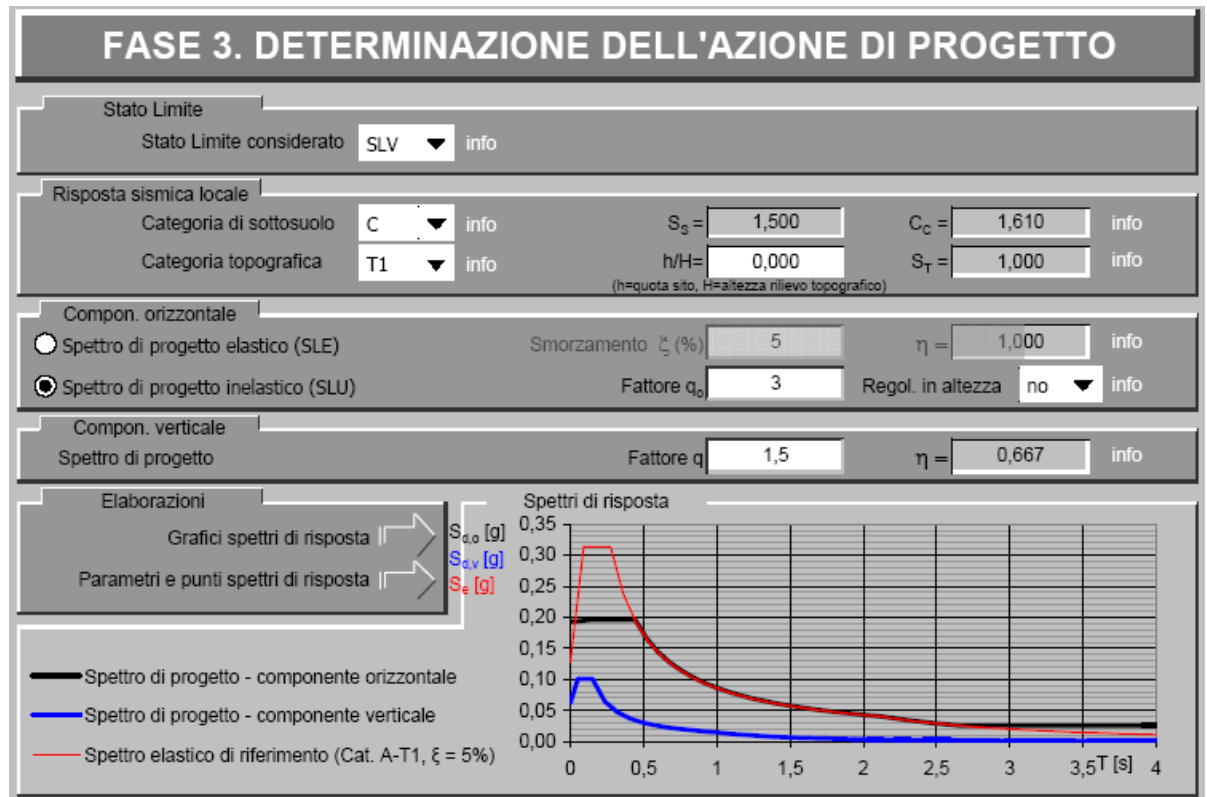
Nello specifico i fattori di sicurezza ricavati sono i seguenti:

Metodo di calcolo	F.S. previsto	F.S. determinato
Metodo di Seed e Idris (1982)	1,3	2,2
Metodo di Seed e Idris (1971) (modificato da Tokimatsu & Yoshimi (1983) e semplificato da GNDT-CNR)	1,5	3,9
Metodo di Iwasaki et al. (1978) modificato (1984)	1,0	6,2
Metodo di Andrus e Stokoe (1997) modificato	1,0	1,9
Metodo di Youd e Idris (2001)	1,5	2,3

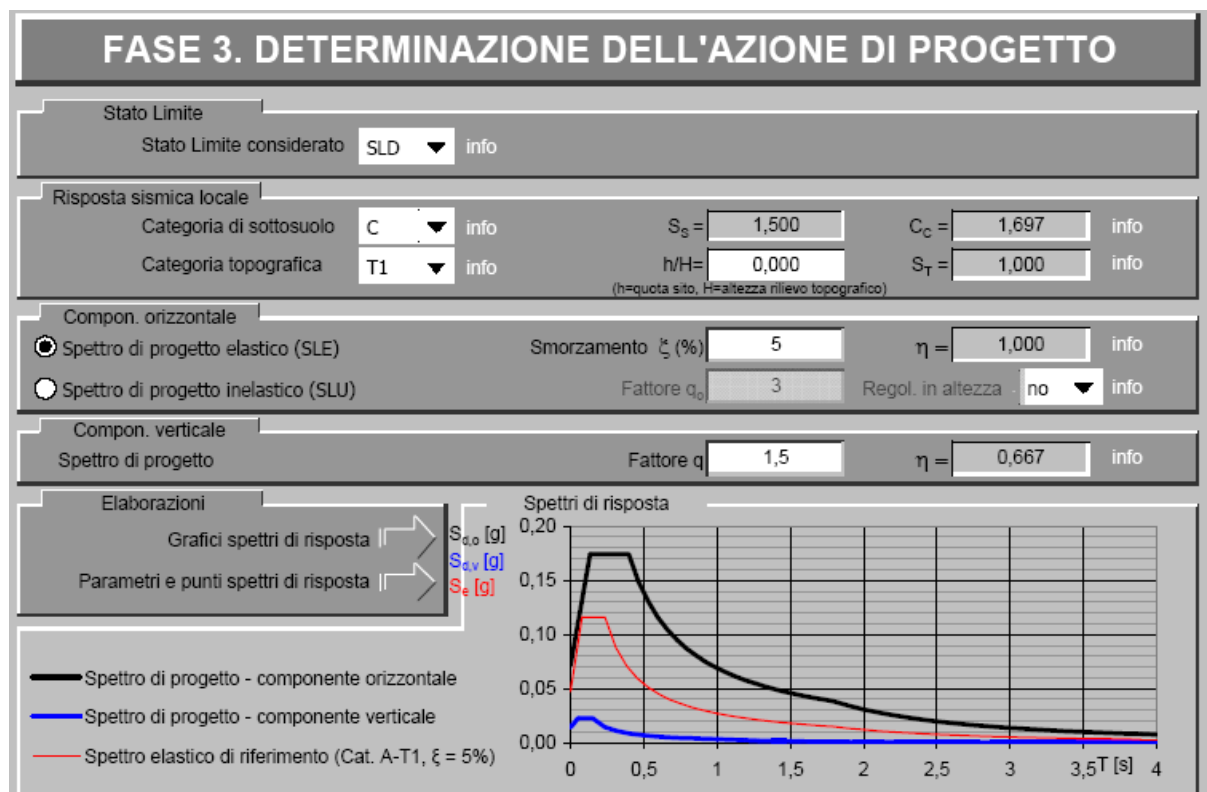
E’ pertanto sempre soddisfatta la condizione di sicurezza.

- **Determinazione dell'azione di progetto**

SLU



SLE



VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

FONDAZIONI SUPERFICIALI

Considerazioni generali

Sulla scorta dei risultati ottenuti dall'indagine geognostica è stata determinata (con le relazioni di Terzaghi, Meyerhof e Brinch-Hansen) la resistenza di progetto del sistema terreno-fondazione (Rd) seguendo la procedura indicata dalle “*Norme Tecniche per le Costruzioni*”, che prevede un approccio agli stati limite.

Dalle indicazioni fornitemi risulta che il progetto in esame contempla la realizzazione di vani interrati e con prevedibile piano di posa delle fondazioni alla profondità variabile ma compresa tra -11.0/14.5 m.

A tale profondità verranno mediamente interessati i terreni del IV Livello stratigrafico di buone (ma non del tutto omogenee) caratteristiche geotecniche anche se, data la loro granulometria e il fatto che localmente possano essere saturi in acqua, non sono da escludere possibili criticità.

In questa fase, in assenza di indicazioni progettuali, si è considerata la posa di fondazioni continue a “platea” in modo da garantire una maggior superficie d'appoggio, una compensazione di eventuali anomalie stratigrafiche e “annullare” le problematiche legate alla eventuale presenza di acqua e/o il manifestarsi di spinte idrostatiche.

La platea, per l'asportazione del terreno, risulterà essere di tipo “compensato” (per il carico litostatico) almeno fino a 1.40-1.50 kg/cmq, e quindi con cedimenti praticamente nulli.

Per quanto specificato nei capitoli precedenti si consiglia comunque di prevedere una buona impermeabilizzazione e/o la realizzazione di vespaio aerato.

Verifica agli Stati Limiti Ultimi (SLU) e di Esercizio (SLE) (N.T.C. 2008)

La norma in oggetto prevede la definizione del grado di sicurezza di una struttura relativamente alla possibilità di rottura o deformazione del terreno di fondazione, con un approccio di tipo semiprobabilistico, adottando il concetto di “*stato limite ultimo (SLU)*”.

Mentre nel caso si esamini una situazione in cui la deformazione o il danno siano reversibili o cessino con l’estinguersi della causa che ha determinato il superamento dello stato limite si utilizza il concetto di “*stato limite di esercizio (SLE)*”.

La misura del grado di sicurezza si ottiene con il “*metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali*” nel quale deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$Ed \leq Rd$$

dove: Ed: valore di progetto dell’effetto dell’azione.
Rd: valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

Il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico si calcola:

- applicando ai parametri geotecnici del terreno i coefficienti parziali γ_M esposti in precedenza (Tabella 6.2.II).
- considerando i coefficienti parziali γ_R (Tabella 6.4.I di seguito riportata) per le verifiche di fondazioni superficiali.

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

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

In modo analogo anche i valori di progetto delle azioni dovranno essere modificati dai progettisti secondo specifici coefficienti parziali γ_F (γ_E) (Tabella 6.2.I):

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	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.

Facendo riferimento a quanto esposto in precedenza, la normativa prescrive che per le fondazioni superficiali, le verifiche debbano essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- *SLU* di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione –terreno
 - collasso per scorrimento sul piano di posa
 - stabilità globale
- *SLU* di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Le verifiche di tipo geotecnico devono essere effettuate seguendo almeno uno dei due approcci:

- approccio1: combinazione 1: (A1+M1+R1)
combinazione 2: (A2+M2+R2)
- approccio2: combinazione (A1+M1+R3)

In questa fase, non conoscendo i valori di progetto delle azioni E_d (permanenti e variabili) imposte dalla struttura al terreno, non è possibile eseguire tutte le verifiche sopra descritte.

Ci si limita pertanto, a determinare i valori di $R_{d(SLU)}$ (con tutte le diverse combinazioni M1+R1, M1+R3 e di M2+R2), e quelli di $R_{d(SLE)}$ in modo da fornire al progettista i dati relativi al prevedibile comportamento del terreno (e alla verifica del collasso per carico limite dell'insieme fondazione –terreno).

I valori di $R_{d(SLE)}$ saranno espressi correlandoli con le valutazioni dei cedimenti indotti dalle resistenze in corrispondenza dei Livelli individuati al di sotto del piano di posa; in tal modo verranno calcolati i valori degli spostamenti e delle distorsioni del terreno al di sotto del piano di posa, per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione, nel rispetto della condizione:

$$E_d \leq C_d$$

dove: E_d : valore di progetto dell'effetto delle azioni.
 C_d : valore limite dell'effetto delle azioni

La verifica di stabilità globale invece, deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, combinazione 2: (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali per le azioni e i parametri geotecnici esposti in precedenza e i coefficienti parziali γ_R della tabella 6.8.I:

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Stima dei cedimenti

Tenuto conto dei risultati dell'indagine in sito, e della presenza di terreni con le caratteristiche geotecniche indicate in precedenza, sono stati calcolati i cedimenti totali teorici che potrebbero registrarsi qualora le condizioni stratigrafiche locali interagissero con le opere di fondazione uniformemente sollecitate dalla resistenza di progetto in condizioni di esercizio ($Rd_{(SLE)}$) fornito ai progettisti.

Per la valutazione dei cedimenti ci si è avvalsi delle relazioni suggerite da Poulos e Davis (1974) e da Timoshenko e Goodies (1951) che permettono di calcolare i valori dei cedimenti sia a brevissimo termine (in terreni granulari) che in condizioni "non drenate" (in terreni coesivi).

Alla luce di quanto sopra esposto e dei risultati ottenuti le ipotesi perseguibili saranno:

- alle profondità di progetto, fondazione a PLATEA, con Carico Unitario o Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio ($Rd_{(SLE)}$) di 1.5 kg/cmq; rinterro sulla fondazione minimo di 0.8 m; i cedimenti totali teorici saranno compresi tra un minimo di 5 e un massimo di 7 mm.

Qualora i progettisti ritenessero che il valore di progetto dell'effetto delle azioni sia maggiore di 1.5 kg/cmq, mi rendo sin da ora disponibile a valutare i nuovi cedimenti indotti.

Particolarmente importante sarà la rigidezza della fondazione realizzata: sarà infatti questa a compensare i cedimenti differenziali ed eventuali anomalie profonde non evidenziate durante l'indagine o durante gli scavi.

I valori di resistenze di progetto del sistema geotecnico in condizioni di esercizio ($Rd_{(SLE)}$) indicati sono inferiori o uguali alla resistenza di progetto del sistema geotecnico calcolata con i coefficienti parziali M2+ R2 più restrittivi.

Sarà cura del progettista verificare se tali valori risultano essere anche inferiori (o uguali) al valore di progetto dell'azione (Ed) imposta dalla struttura al terreno.

Resta inteso che l'entità dei cedimenti qui stimati dovrà essere confrontata con quella che il progettista ritiene essere compatibile con la durabilità e l'esercizio dell'opera nelle diverse condizioni.

La verifica per la stabilità globale effettuata secondo l'Approccio 1 (combinazione M2+R2 con coefficienti parziali γ_R della tabella 6.8.I) ha dato come valore di resistenza **20.5 kg/cm²**.

Soluzioni o valutazioni per ipotesi di geometrie differenti, potranno essere predisposte su richiesta del progettista strutturale.

SOSTEGNO DELLE PARETI DI SCAVO E OPERE DI SOSTEGNO

La realizzazione dei vani interrati prevede lo scavo in una porzione di terreno non lontana dalla sede stradale e da quella ferroviaria.

Dato il contesto nell'intorno e le caratteristiche geotecniche e idrauliche dei terreni più superficiali, sarà necessario contemplare un lavoro preliminare di consolidamento delle pareti di scavo.

Tale intervento potrà essere realizzato con diaframmi in calcestruzzo armato (pannelli di paratia accostati) completati da tiranti suborizzontali di stabilizzazione; l'intervento dovrà comunque essere opportunamente dimensionato e progettato da professionista abilitato.

La realizzazione di pannelli di paratia in cls porterà benefici anche dal punto di vista idrogeologico, in quanto gli stessi verranno a costituire una "barriera" per le venute d'acqua superficiali che alimentano la falda sospesa rilevata a quota di -5.0 m.

DISPERSIONE DELLE ACQUE BIANCHE METEORICHE

L'indagine eseguita ha evidenziato la presenza di terreni a granulometria fine-molto fine a caratteristiche idrogeologiche (coefficiente di permeabilità) molto contenute. Pertanto, eventuali necessità di dispersione di acque raccolte (rigorosamente bianche e conformemente alla normativa vigente) nel sottosuolo sono in questa fase non perseguibili.

In alternativa si potrà prevedere:

- la realizzazione di vasche e/o pozzi di accumulo-stoccaggio e con dimensioni opportunamente calcolate; prevedendo pompe di allontanamento o comunque tubazioni di "troppo pieno" che consentano di disperdere le acque in fognatura o nei vicini corsi d'acqua, chiedendo gli eventuali permessi agli enti preposti
- l'accumulo di queste acque per il loro riutilizzo per i servizi igienici o altri impieghi "secondari" e comunque per usi non idropotabili

PROBLEMATICHE IDROGEOLOGICHE E GEOTERMIA

Relativamente alla possibilità di realizzare un impianto geotermico, sia esso di tipo a “bassa entalpia” con sonde geotermiche o di tipo con “scambio termico” con pompe di calore, si dovrà porre molta attenzione alle problematiche idrogeologiche di tutto il settore di studio.

Come anticipato nel paragrafo *“Inquadramento idrologico e idrogeologico”*, nell’area in esame il livello freaticometrico della falda acquifera principale è posto ad una profondità di circa 52-55 m; il particolare contesto idrogeologico-geologico e morfologico dell’area di studio però permette il formarsi di una serie di “piccole” falde sospese superficiali (che la presente indagine ha permesso di verificare alla quota di -5.0 m) alimentate probabilmente dai corsi d’acqua vicini e più facilmente da una circolazione sotterranea, prevalentemente lungo “vene” limose o clastiche, dalla vicina collina.

Prove di portata in pozzi posti nelle immediate vicinanze hanno, oltre che confermato quanto sopra, evidenziato le effettive “potenzialità” della falda principale più profonda: per evitare un cono di depressione troppo ampio e per evitare flussi turbolenti, si è verificato che portate massime, e costanti, di 2.5 l/s consentono uno “sfruttamento” corretto della falda.

Resta inteso che le precedenti osservazioni sono da ritenere indicative e che per formulare ipotesi progettuali di dettaglio, si dovrà prevedere un’adeguata indagine in campo.

CONCLUSIONI

Su incarico dello Studio di Architettura Leonardo Togni, e per conto della Società Life Source S.r.l. è stato redatto il presente studio geologico con analisi geotecnica e note idrogeologiche, a supporto del progetto per la realizzazione di un “nuovo polo ricettivo ospedale” sito nel comune di BERGAMO, tra la via Carducci/Briantea e la Linea Ferroviaria Bg-Lc.

- n°1 sondaggio stratigrafico a carotaggio continuo spinto fino alla profondità di 25 m, all’interno della quale sono state effettuate:
 - prove penetrometriche dinamiche discontinue SPT ogni 2/3.0 m (a partire dalla profondità di 15 m), per un totale di n°4, per la verifica puntuale delle caratteristiche geotecniche dei terreni
 - n°2 prove di permeabilità in corrispondenza di orizzonti stratigrafici ritenuti “significativi”
- all’interno del foro di sondaggio è stato installato un tubo piezometrico fino alla profondità di 12.0 m, per poter rilevare e tener monitorato il livello freaticum della falda più superficiale
- n°4 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT spinte fino ad almeno 12-14 m e comunque sempre fino al rifiuto meccanico all’infissione della punta

Si è ricostruito il terreno del sottosuolo schematizzandolo in quattro Livelli stratigrafici in gran parte limoso argillosi con irregolari livelli granulari; il più profondo di questi, interessato dalla posa delle fondazioni, è di buone, ma non del tutto omogenee caratteristiche geotecniche.

E’ stata rilevata la presenza di una falda “sospesa” superficiale, ma che in considerazione della sua natura e delle opere necessarie al sostegno dei fronti di scavo, non dovrebbe interessare direttamente i terreni di fondazione: si consiglia comunque di prevedere una buona impermeabilizzazione e/o la realizzazione di vespajo aerato.

Relativamente alle ipotesi di fondazioni è stato considerato:

- **alle profondità di progetto, fondazione a PLATEA, con Carico Unitario o Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio (R_{dSLE}) di 1.5 kg/cmq; rinterro sulla fondazione minimo di 0.8 m; i cedimenti totali teorici saranno compresi tra un minimo di 5 e un massimo di 7 mm.**

Sono state inoltre fornite indicazioni relative alle modalità di scavo e al trattamento delle acque bianche raccolte.

Tutto quanto esposto è stato valutato e calcolato conformemente a quanto previsto:

- nell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20 Marzo 2003 relativa alla normativa sismica
- nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, 2008) e che prevedono un approccio agli stati limite

I risultati esposti nella presente non tengono conto di eventuali vincoli urbanistici, regolamenti edilizi locali e di altri vincoli imposti dalle pubbliche Autorità, dei quali non sono stato incaricato di verificare l'esistenza.

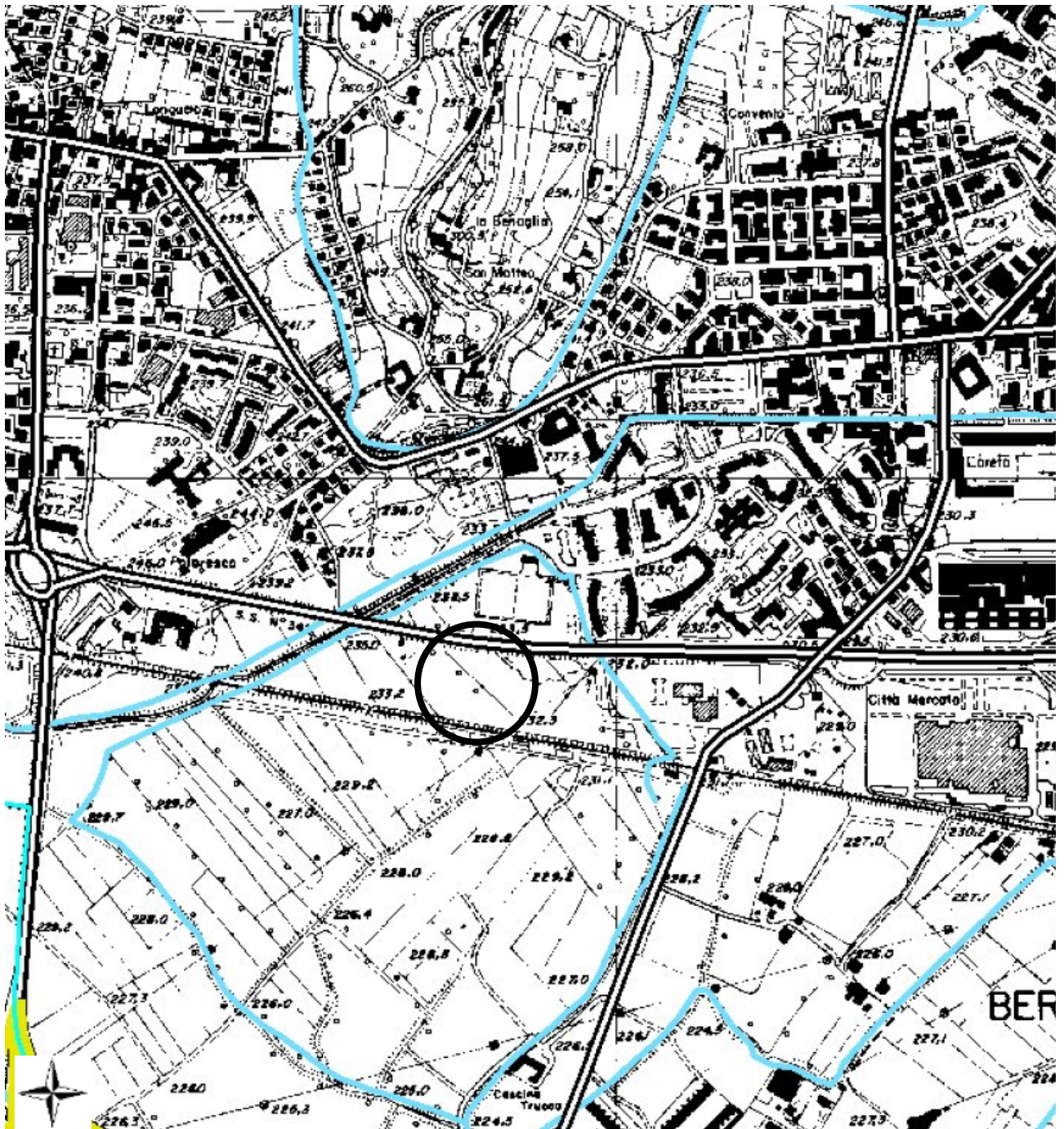
Resto a disposizione per qualsiasi chiarimento.



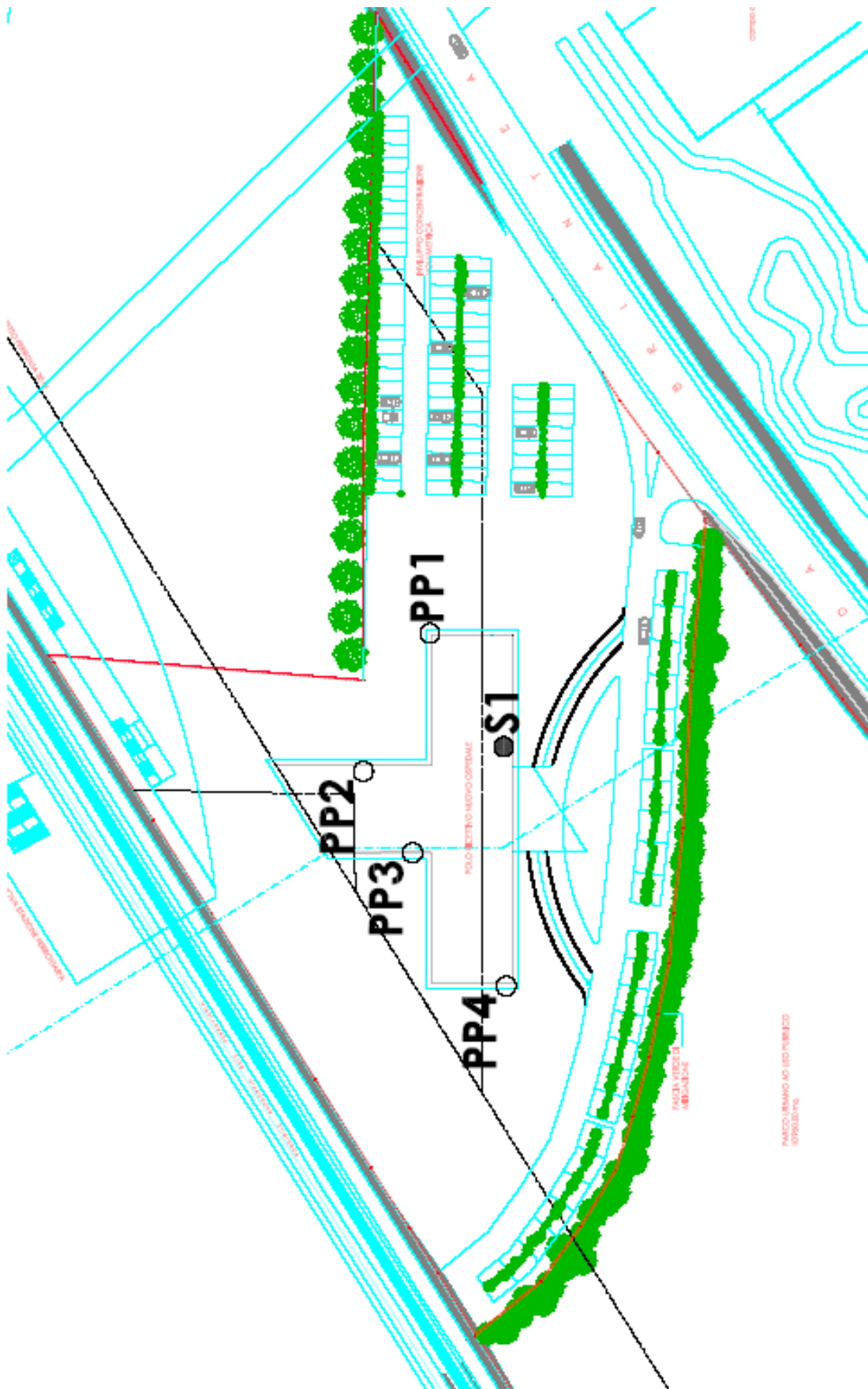
A handwritten signature in black ink, appearing to read "Alessandro Ratazzi".

Allegati

- Corografia
- Ubicazione punti d'indagine
- Log stratigrafico
- Documentazione fotografica cassette catalogatrici
- Tabulati e diagrammi prove di permeabilità (2)
- Diagrammi penetrometrici (4)
- Schema stratigrafico-geotecnico
- Tabella Resistenza di Progetto



Corografia (schema non in scala)



Ubicazione punti d'indagine (schema non in scala)

BERGAMO – Nuovo Polo Ricettivo Ospedale

SONDAGGIO N°1 da 0.00 a 10.00 m

0.0



5.0

5.0



10.0

BERGAMO – Nuovo Polo Ricettivo Ospedale

SONDAGGIO N°1 da 10.00 a 20.00 m

10.0



15.0

15.0



20.0

BERGAMO – Nuovo Polo Ricettivo Ospedale

SONDAGGIO N°1 da 20.00 a 25.00 m



PROVA DI PERMEABILITA': METODO LEFRANC A LIVELLO VARIABILE

Cantiere:	Bergamo (Bg)	Prova n°:	1
Committente:	Life Source S.r.l.	Sondaggio n°:	1
Oggetto:	NUOVO POLO RICETTIVO OSPEDALE	Data:	lug-10

INSERIMENTO DATI

Profondità del foro da p.c.:	m	17,0
Profondità del rivestimento da p.c.:	m	15,0
Sporgenza della testa del tubo da p.c.:	m	0,4
Livello statico della falda da p.c.:	m	5,0
Diametro esterno del tubo di rivestimento:	mm	127,0
Lunghezza del tratto di foro di prova:	m	2,0
Diametro del tratto di foro in prova:	mm	127,0
Livello stabilizzato dell'acqua all'inizio della prova:	m	0,0

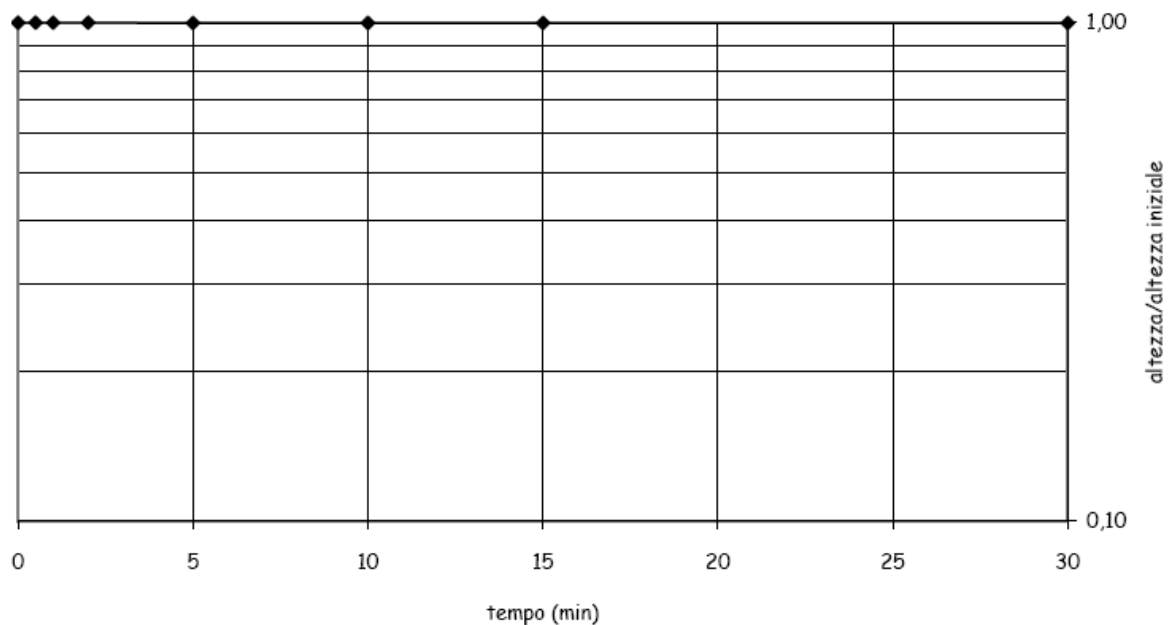
TABELLA DEGLI ABBASSAMENTI

Tempi	Abbassamenti
min	m
0,5	0,0010
1	0,0020
2	0,0030
5	0,0040
10	0,0050
15	0,0060
30	0,0070

Permeabilità

m/s
3,908E-08
3,909E-08
1,955E-08
6,517E-09
3,911E-09
3,912E-09
1,304E-09

Valore di Permeabilità $k = 1,619E-08$ m/s



PROVA DI PERMEABILITA': METODO LEFRANC A LIVELLO VARIABILE

Cantiere:	Bergamo (Bg)	Prova n°:	2
Committente:	Life Source S.r.l.	Sondaggio n°:	1
Oggetto:	NUOVO POLO RICETTIVO OSPEDALE	Data:	lug-10

INSERIMENTO DATI

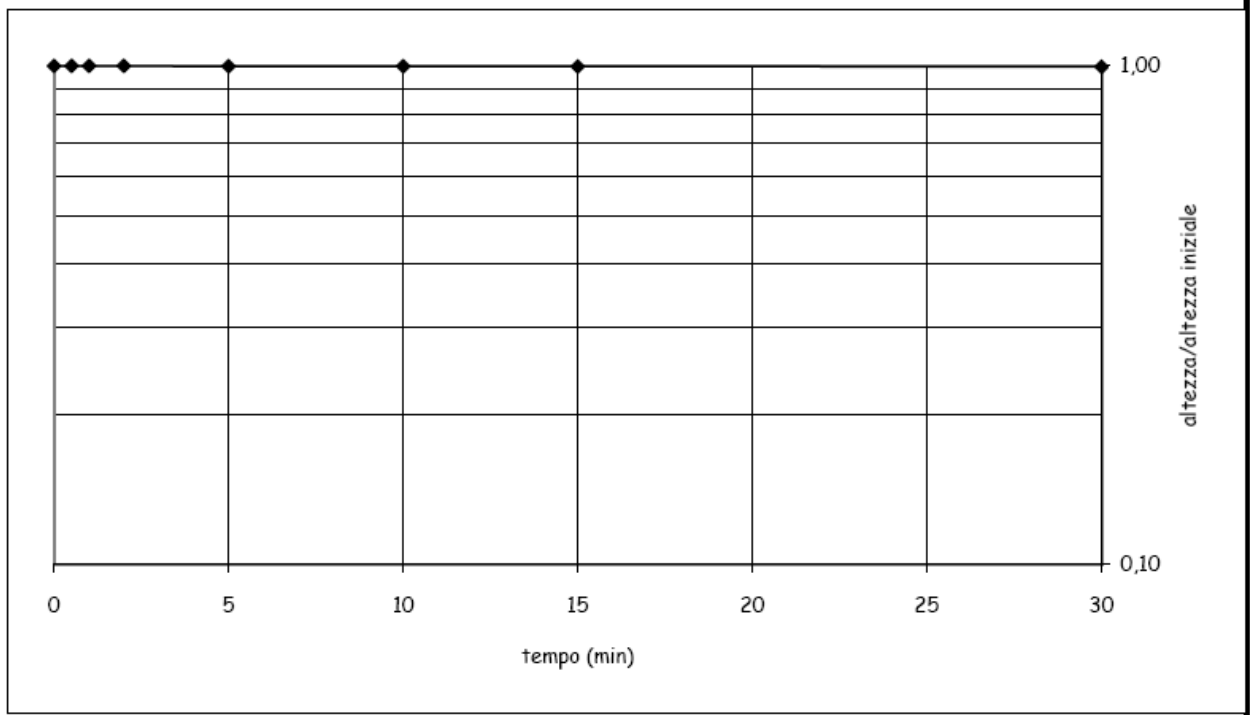
Profondità del foro da p.c.:	m	22,0
Profondità del rivestimento da p.c.:	m	20,0
Sporgenza della testa del tubo da p.c.:	m	0,4
Livello statico della falda da p.c.:	m	5,0
Diametro esterno del tubo di rivestimento:	mm	127,0
Lunghezza del tratto di foro di prova:	m	2,0
Diametro del tratto di foro in prova:	mm	127,0
Livello stabilizzato dell'acqua all'inizio della prova:	m	0,0

TABELLA DEGLI ABBASSAMENTI

Tempi	Abbassamenti
min	m
0,5	0,0010
1	0,0020
2	0,0030
5	0,0060
10	0,0100
15	0,0150
30	0,0220

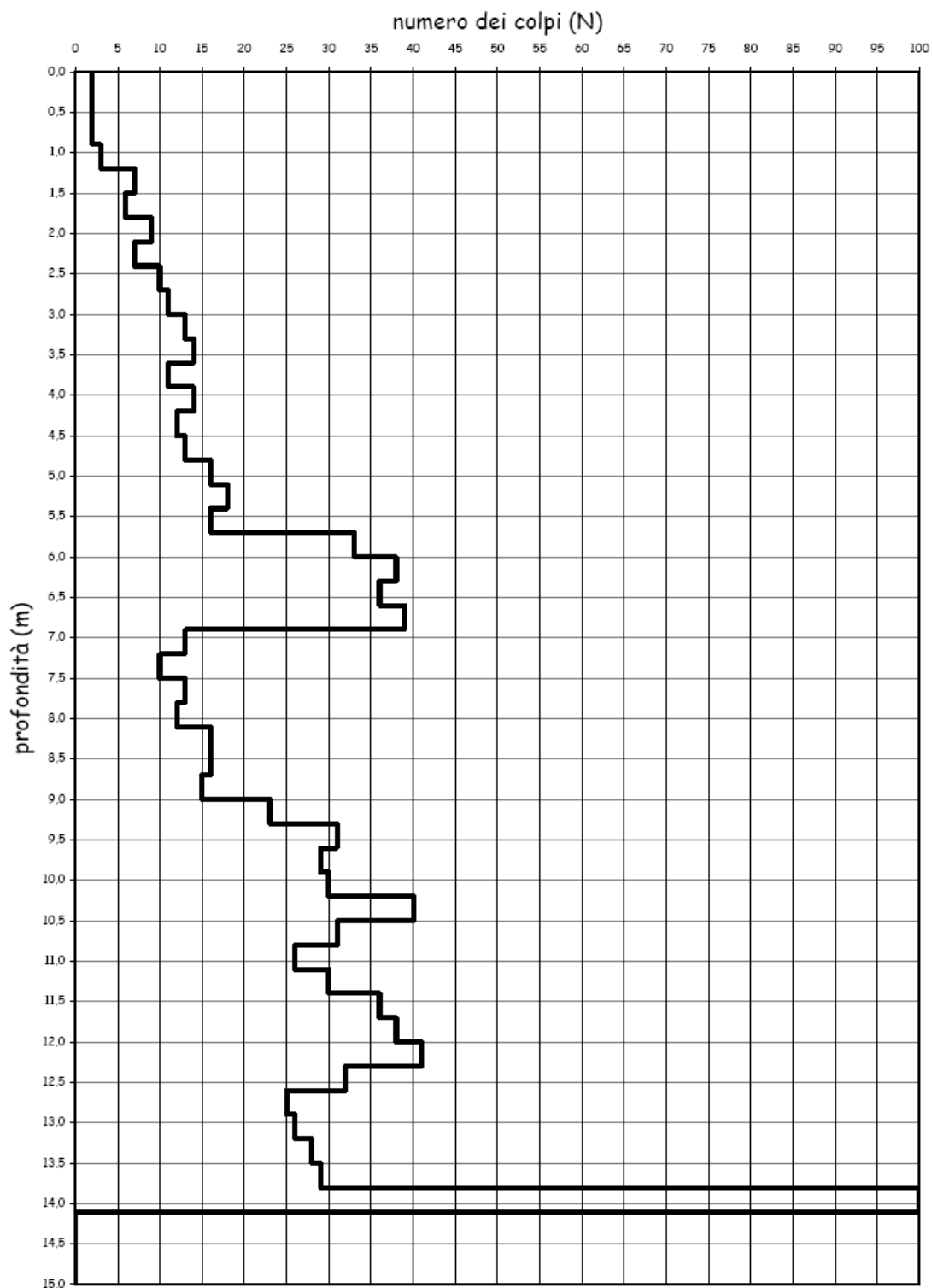
Permeabilità
m/s
3,908E-08
3,909E-08
1,955E-08
1,956E-08
1,565E-08
1,958E-08
9,150E-09

Valore di Permeabilità $k = 2,309E-08$ m/s



Bergamo
luglio 2010

PROVA PENETROMETRICA SCPT n°01



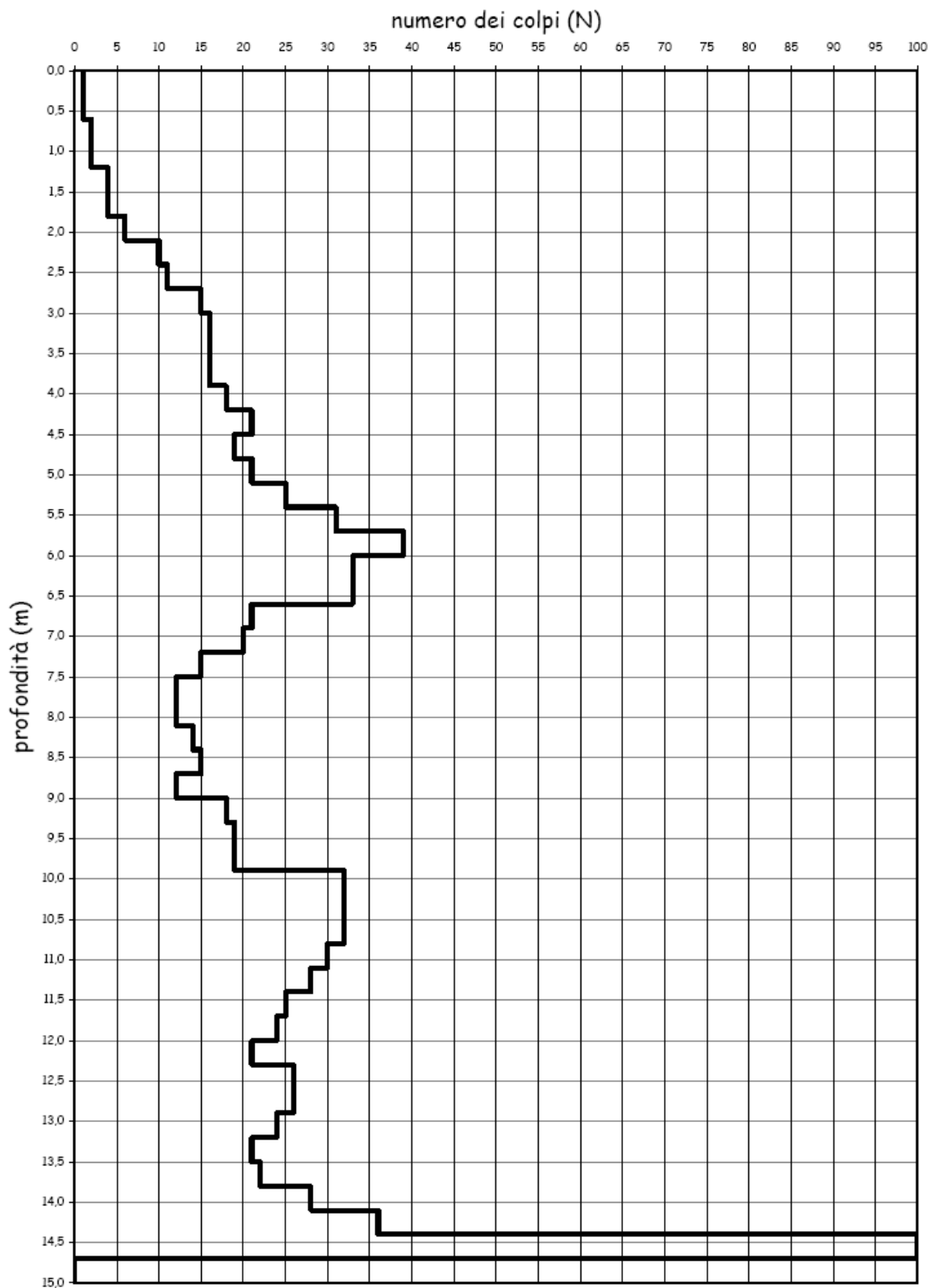
Maglio: 73 kg Corsa: 75 cm
Punta: 51 mm Rivest: 48 mm

— Punta
..... Rivestimento

SO.GE.TEC. S.r.l.

Bergamo
luglio 2010

PROVA PENETROMETRICA SCPT n°02



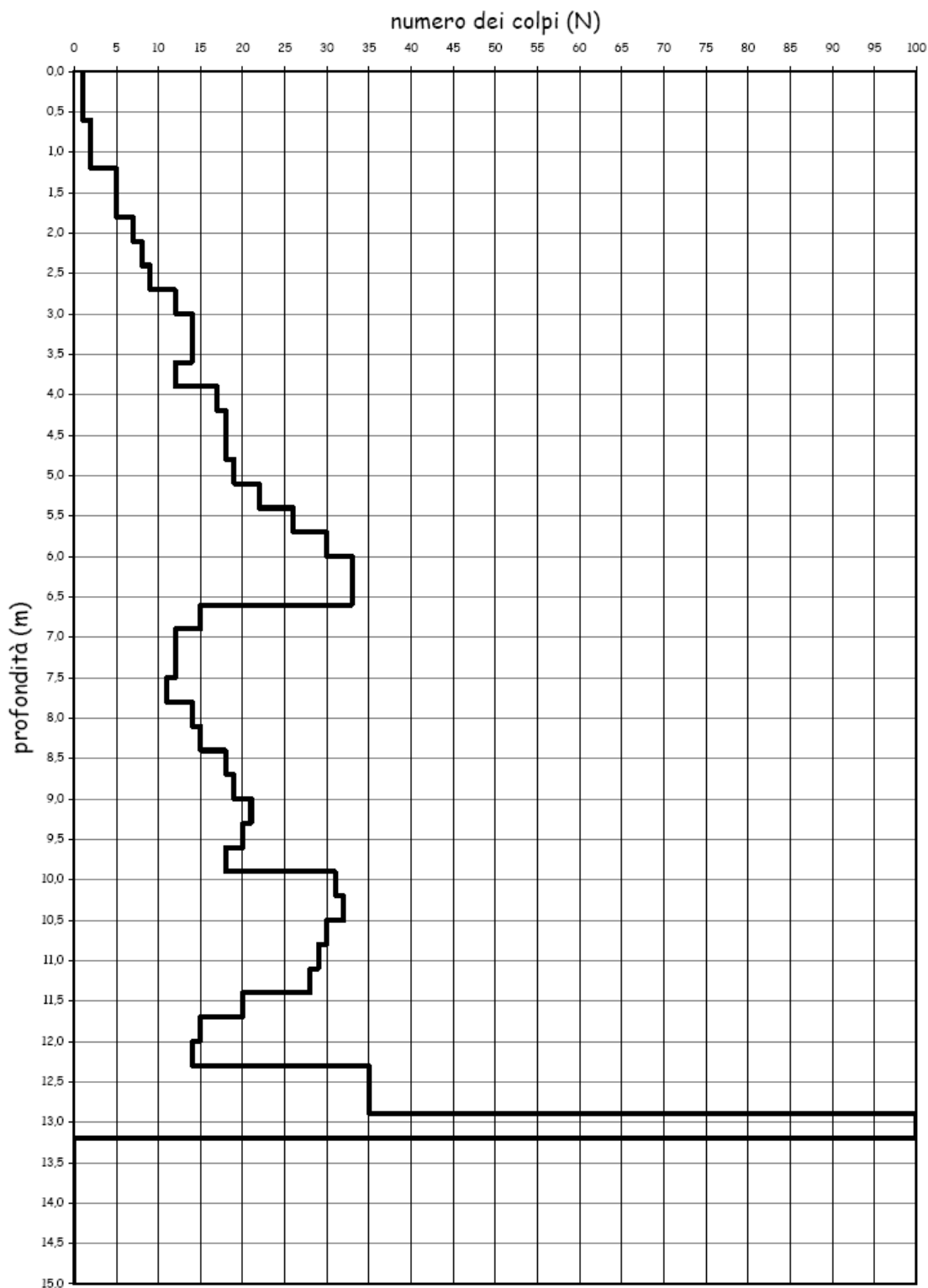
Maglio: 73 kg Corsa: 75 cm
Punta: 51 mm Rivest: 48 mm

— Punta
..... Rivestimento

SO.GE.TEC. S.r.l.

Bergamo
luglio 2010

PROVA PENETROMETRICA SCPT n°03



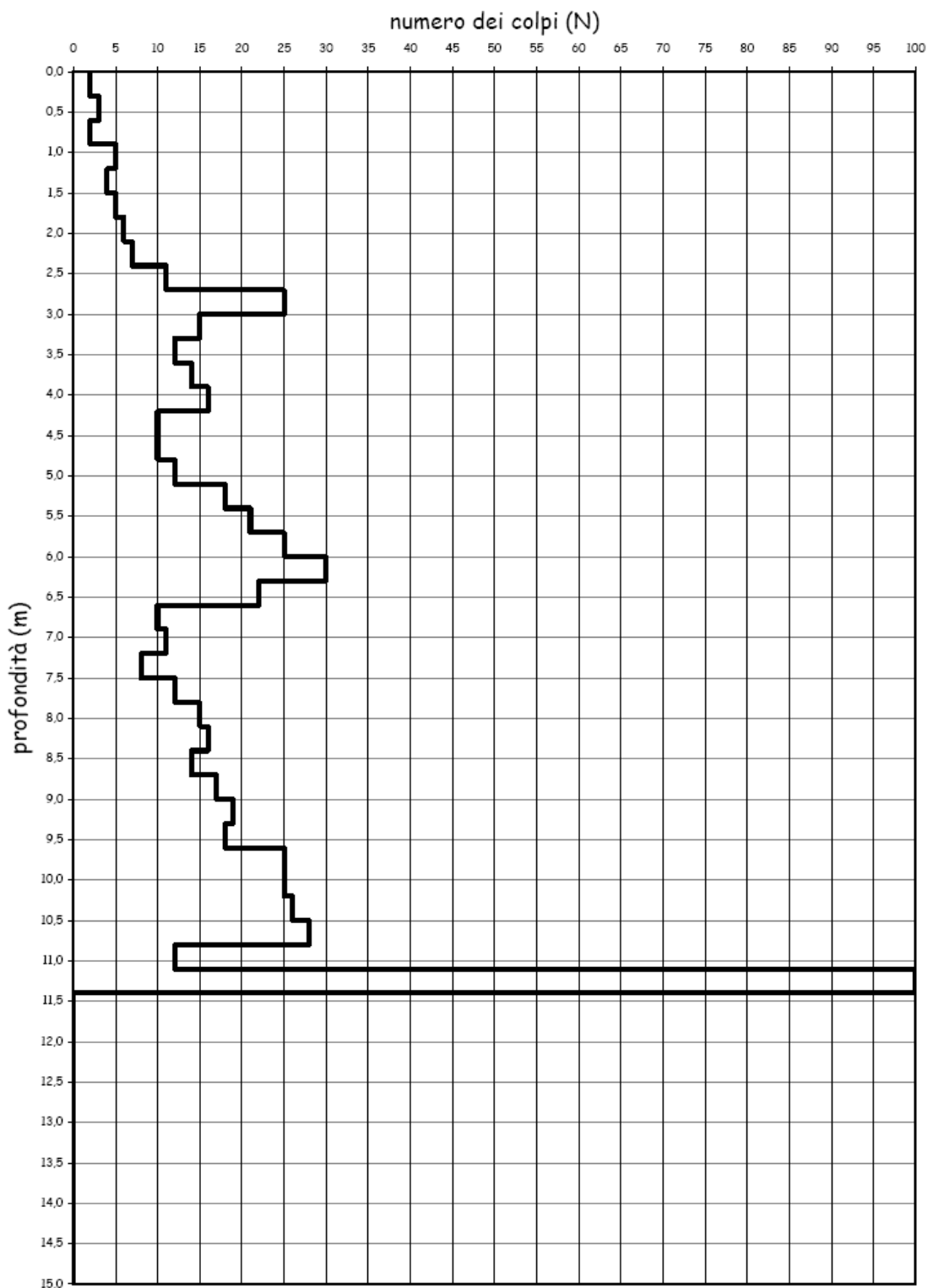
Maglio: 73 kg Corsa: 75 cm
Punta: 51 mm Rivest: 48 mm

— Punta
..... Rivestimento

SO.GE.TEC. S.r.l.

Bergamo
luglio 2010

PROVA PENETROMETRICA SCPT n°04



Maglio: 73 kg Corsa: 75 cm
Punta: 51 mm Rivest: 48 mm

— Punta
..... Rivestimento

SO.GE.TEC. S.r.l.

SCHEMA STRATIGRAFICO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Bergamo, "nuovo polo ricettivo ospedale" - schema stratigrafico e geotecnico

Profondità da quota 0,00 (m)	Litologia	Falda	Livello	Descrizione	N° colpi SPT	N° colpi corretto (Colombo 1978)	Addensamento (dr)	Densità relativa (gn)	Peso di volume naturale (t/mc)	Peso di volume in falda (g')	Coesione (C)	Angolo di attrito (phi)	Modulo elastico (E)	Categoria sismica
(m)					(N)	(N)	(%)	(t/mc)	(t/mc)	(deg/cmsp)	(deg/cmsp)	(°)	(deg/cmsp)	(°)
1,5				[1] Limo argilloso eluviale	3-5	2-4	sciolto	15-20	1,60			24	30	"D"
3,0														
4,5				[2] Limo argilloso	10-15	8-13	compatto	25-40	1,70-1,75	1,20-1,25		28-30	60-80	"D"
6,0														
7,5				[3] Ghiaia con sabbia	25-35	22-32	compatto	>50	1,80	1,30		34-36	300	"C"
9,0														
10,5				[4] Limo argilloso con irregolari livelli con ghiaia-ghiaietto	13-30	12-25	compatto	40-60	1,80-1,85	1,30-1,35		30-32	100-150	"C"
12,0														
13,5														
15-25														

VALUTAZIONE DELLA DELLA RESISTENZA DI PROGETTO (NTC2008)

Bergamo - ipotesi di fondazioni a "platea"VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO (Rd(SLU) con coeff. parz. **M1,R1**)

FONDAZIONE				TERRENO(k)		RESISTENZA DI PROGETTO		
Profondità	Rinterro	Largh. (B)	Lungh. (L)	g	phi*	Terzaghi	Meyerhof	Brinch-Hansen
[m]	[m]	[m]	[m]	[t/mc]	[°]	Rd	Rd	Rd
						[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
11,0	0,8	10,0	10,0	1,30	32,0	16,6	22,5	21,5
11,0	0,9	10,0	10,0	1,30	32,0	17,0	22,9	21,9
11,0	1,0	10,0	10,0	1,30	32,0	17,3	23,4	22,3

VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO (Rd(SLU) con coeff. parz. **M1,R3**)

FONDAZIONE				TERRENO(k)		RESISTENZA DI PROGETTO		
Profondità	Rinterro	Largh. (B)	Lungh. (L)	g	phi*	Terzaghi	Meyerhof	Brinch-Hansen
[m]	[m]	[m]	[m]	[t/mc]	[°]	Rd	Rd	Rd
						[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
11,0	0,8	10,0	10,0	1,30	32,0	7,2	9,8	9,3
11,0	0,9	10,0	10,0	1,30	32,0	7,4	10,0	9,5
11,0	1,0	10,0	10,0	1,30	32,0	7,5	10,2	9,7

VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO DEL SISTEMA GEOTECNICO (Rd(SLU) con coeff. parz. **M2,R2**)

FONDAZIONE				TERRENO(p)		RESISTENZA DI PROGETTO		
Profondità	Rinterro	Largh. (B)	Lungh. (L)	g	phi*	Terzaghi	Meyerhof	Brinch-Hansen
[m]	[m]	[m]	[m]	[t/mc]	[°]	Rd	Rd	Rd
						[kg/cmq]	[kg/cmq]	[kg/cmq]
11,0	0,8	10,0	10,0	1,30	26,5	4,4	5,0	5,3
11,0	0,9	10,0	10,0	1,30	26,5	4,6	5,1	5,4
11,0	1,0	10,0	10,0	1,30	26,5	4,7	5,2	5,5

Resistenza di Progetto in condizioni di esercizio Rd(SLE) 1,5 [kg/cmq]

Cedimento del terreno previsto con Rd(SLE) = 1,5 [kg/cmq]: 7,2 [mm]

Valore di Resistenza per verifica di stabilità globale M2+R2 (con $\gamma_R=1,1$) 20,5 [kg/cmq]