

**PROVINCIA DI BERGAMO
COMUNE DI BERGAMO**

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Opere relative a:	COSTRUZIONE EDIFICI RESIDENZIALI
Località:	VIA GUGLIELMO LOCHIS – 24129 BERGAMO (BG)
Committente	COOPERATIVA EDILIZIA IL GIGLIO SOC. COOP. VIA G. LEOPARDI, 4/A 24127 BERGAMO (BG)
Data	18/07/2023
Riferimenti	Rel_128_2023
Il Tecnico	DOTT. PAOLA GIAVERA
Visto	DOTT. GEOLOGO PAOLO GRIMALDI




INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. STUDI E INDAGINI DI RIFERIMENTO.....	4
3.1 DATI BIBLIOGRAFICI	4
3.2 INDAGINI EFFETTUATE IN SITO	4
3.2.1 INDAGINI GEOTECNICHE	4
3.2.2 INDAGINI GEOFISICHE	6
4. RELAZIONE GEOLOGICA.....	7
4.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E UBICAZIONE DEL SITO	7
4.2 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA	7
4.3 FATTIBILITÀ GEOLOGICA - VINCOLI	7
4.4 IDROGEOLOGIA.....	9
4.4.1 ACQUA NEL SOTTOSUOLO.....	9
4.4.2 PERMEABILITÀ.....	9
4.5 SISMICITÀ DELL'AREA	11
4.5.1 DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA SISMICA DEI SUOLI – SCENARIO DI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE..	11
4.5.2 ANALISI DI PRIMO E DI SECONDO LIVELLO	11
4.5.3 AZIONE SISMICA.....	13
4.5.4 ANALISI DI TERZO LIVELLO.....	18
5. CONCLUSIONI RELAZIONE GEOLOGICA	19
6. RELAZIONE GEOTECNICA.....	20
6.1 RISULTATI DELLE INDAGINI – STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO.....	20
6.2 PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI	20
6.3 METODI DI CALCOLO GEOTECNICO ADOTTATI	23
6.3.1 CARATTERIZZAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI.....	23
6.3.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI.....	23
6.3.3 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO.....	25
6.3.4 STIMA DEI CEDIMENTI.....	25
6.3.5 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO.....	26
6.4 RISULTATI DEI CALCOLI	27
6.5 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE	28
7. STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO	29
8. CONCLUSIONI RELAZIONE GEOTECNICA	31
8.1 RIASSUNTO	31
8.2 PRESCRIZIONI E AVVERTENZE	32
9. ALLEGATI.....	32

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1: Risultati analisi 2° livello	12
Tabella 2: Modello geotecnico e parametri	22
Tabella 3: Capacità portante.....	27
Tabella 4: Stima dei cedimenti.....	27
Tabella 5: Capacità portante – Azioni sismiche.....	28
Tabella 6: Valori dei cedimenti– Azioni sismiche.....	28

1. PREMESSA

La presente relazione geologica e geotecnica si riferisce ad un'area collocata nel Comune di Bergamo in corrispondenza di Via Guglielmo Lochis, a supporto di un progetto che prevede la realizzazione di due edifici a destinazione d'uso residenziali e le relative aree di parcheggio.

L'ubicazione di tale zona si può riscontrare nella corografia riportata in **Allegato 1**.

Il documento è organizzato nelle seguenti parti:

- a) **Descrizione delle indagini dirette e indirette effettuate nel sito:** viene riportata la descrizione delle indagini effettuate sul sito e del materiale bibliografico esistente consultato al fine di ricavare i dati tecnici necessari per gli approfondimenti di tipo geologico, geotecnico, idrogeologico e sismico.
- b) **Relazione geologica:** contiene la caratterizzazione geologica, idrogeologica e sismica del sito oggetto di indagine, e ha l'obiettivo di indicare la sussistenza di controindicazioni, dal punto di vista geologico generale alla realizzazione del progetto che si intende realizzare nella zona in esame. L'analisi geologico-sismica si è basata su sopralluoghi in sito, sulla valutazione di dati esistenti in letteratura, sull'esecuzione di specifiche indagini.
- c) **Relazione geotecnica:** contiene la modellizzazione del sottosuolo e la descrizione delle sue caratteristiche tecniche, ricostruite al fine di fornire un'indicazione dei parametri geotecnici e geomeccanici dei terreni e degli ammassi rocciosi (se presenti), necessari al fine di elaborare interventi di progetto.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **Decreto ministeriale 17.01.2018** – Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- **Circolare 21 gennaio 2019 , n. 7 C.S.LL.PP.** - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici** – Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- **Eurocodice 8 (1998)** – **Indicazioni progettuali per la resistenza fisica alle strutture.** Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- **Eurocodice 7.1 (1997)** – Progettazione geotecnica – Parte I: regole Generali – UNI
- **Eurocodice 7.2 (2002)** – Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002) - UNI
- **Eurocodice 7.3 (2002)** – Progettazione geotecnica – Parte II: Progettazione assistita con prove in sito (2002) – UNI.

3. STUDI E INDAGINI DI RIFERIMENTO

3.1 DATI BIBLIOGRAFICI

Per approfondire in modo dettagliato le conoscenze geologiche, idrogeologiche e sismiche del sito, sono state consultate le seguenti fonti bibliografiche e sitografiche:

- Carta geologica d'Italia alla scala 1:50.000 Foglio n. 97 "Vimercate";
- Studio Geologico del territorio Comunale a supporto del PGT di Bergamo;
- Geoportale della Regione Lombardia;
- Relazione geologica e geotecnica n. 137_2019, redatta a cura dello scrivente in data 31/10/2019 e contenente dati geotecnici riferibili ai luoghi in esame.

3.2 INDAGINI EFFETTUATE IN SITO

3.2.1 INDAGINI GEOTECNICHE

Al fine di approfondire le conoscenze del sottosuolo in termini di caratteristiche meccaniche dei terreni, in vista della futura imposta dell'opera prevista dal progetto, si è proceduto ad effettuare le seguenti prove geotecniche in situ:

- Esecuzione di **n° 2 prove penetrometriche statiche CPT (Cone Penetrating Test)**, al fine di valutare la resistenza alla penetrazione in termini di pressione misurata necessaria per ottenere un determinato avanzamento nel sottosuolo. La prova ha permesso inoltre di valutare la stratigrafia dei terreni. L'attrezzatura utilizzata per l'indagine è stata un penetrometro statico Pagani TG63-200 da 1150 kg dotato della seguente attrezzatura rispondente alle caratteristiche standard ai sensi delle Norme A.G.I.) sono le seguenti:

- Lunghezza aste: 1 m
- Peso fisso "esterno": 10 kg
- Peso totale aste: 6,5 kg
- Peso aste interne: 1,38 kg/m
- Velocità di avanzamento costante V: 2 cm/sec ($\pm 0,5$ cm/sec)

Le dimensioni della punta/manicotto Begemann (ISSMFE 1974) sono le seguenti:

- Diametro di base del cono: $\varnothing = 35,7$ mm
- Area della punta conica: $A_p = 10$ cm²
- Angolo di apertura del cono: $\beta = 60^\circ$
- Superficie laterale del manicotto: $A_m = 150$ cm²
- Lunghezza del manicotto: 133 mm
- Diametro del manicotto: $\varnothing = 35,7$ mm

La prova penetrometrica statica CPT (di tipo meccanico) consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v = 2$ cm / sec $\pm 0,5$ cm / sec).

La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta.

Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di manometri, collegati al martinetto mediante una testa di misura idraulica.

Sulla batteria di aste esterne può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito sulle aste, facilitandone l'infissione.

Una cella di carico, che rileva gli sforzi di infissione, è montata all'interno di un'unità rimovibile, chiamata "selettore", che preme alternativamente sull'asta interna e su quella esterna.

Durante la fase di spinta le aste sono azionate automaticamente da un comando idraulico. L'operatore deve solamente controllare i movimenti di spinta per l'infissione delle aste.

I valori acquisiti dalla cella di carico sono visualizzati sul display di una Sistema Acquisizione Automatico (qualora presente) o sui manometri.

Per mezzo di un software (in alcuni strumenti) è possibile sia durante l'acquisizione, che in un secondo momento a prove ultimate trasferire i dati ad un PC.

Le letture di campagna (che possono essere rilevate dal sistema di acquisizione sia in Kg che in Kg/cm²) durante l'infissione sono le seguenti:

Lettura alla punta LP = prima lettura di campagna durante l'infissione relativa all'infissione della sola punta

Lettura laterale LT = seconda lettura di campagna relativa all'infissione della punta+manicotto

Lettura totale LLTT = terza lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (tale lettura non sempre viene rilevata in quanto non è influente metodologicamente ai fini interpretativi).

I dati rilevati della prova sono quindi una coppia di valori per ogni intervallo di lettura costituiti da LP (Lettura alla punta) e LT (Lettura della punta + manicotto), le relative resistenze vengono quindi desunte per differenza, inoltre la resistenza laterale viene conteggiata 20 cm sotto (alla quota della prima lettura della punta).

Le resistenze specifiche **Qc** (Resistenza alla punta **RP**) e **Ql** (Resistenza Laterale **RL** o **fs** attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione) vengono desunte tramite opportune costanti e sulla base dei valori specifici dell'area di base della punta e dell'area del manicotto di frizione laterale tenendo in debito conto che:

A_p = l'area punta (base del cono punta tipo "Begemann") = 10 cm²

A_m = area del manicotto di frizione = 150 cm²

C_t = costante di trasformazione =10

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno. L'utilizzo dei dati dovrà comunque essere trattato con spirito critico e possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

I dati di uscita principali sono RP (Resistenza alla punta) e RL (Resistenza laterale o fs, attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione) che il programma calcola automaticamente; inoltre viene calcolato il Rapporto RP/RL (Rapporto Begemann 1965) e il Rapporto RL/RP (Rapporto Schmertmann 1978 – FR %-).

I valori sono calcolati con queste formule:

- **Qc (RP)** = $(LP \times C_t) / 10 \text{ cm}^2$. **Resistenza alla punta**
- **Ql (RL) (fs)** = $[(LT - LP) \times C_t] / 150 \text{ cm}^2$. **Resistenza laterale**
- $Q_c (RP) = \text{Lettura alla punta } LP \times \text{Costante di Trasformazione } C_t / \text{Superficie Punta } A_p$
- $Q_l (RL) (fs) = \text{Lettura laterale } LT - \text{Lettura alla punta } LP \times \text{Costante di Trasformazione } C_t / A_m \text{ area del manicotto di frizione}$
- $A_p = 10 \text{ cm}^2$ e $A_m = 150 \text{ cm}^2$
- la resistenza laterale viene conteggiata **20 cm sotto** (alla quota della prima lettura della punta).

- Esecuzione di **n° 2 prove penetrometriche dinamiche SCPT**, al fine di valutare la resistenza alla penetrazione in termini di numero di colpi. Le prove sono state spinte fino ad una profondità tale da valutare le caratteristiche geotecniche dei terreni e hanno permesso inoltre di valutare, in relazione alla variazione della resistenza alla penetrazione, la presenza di riporti e la loro estensione areale e di valutare in concomitanza l'eventuale presenza della falda e il suo livello piezometrico.

Le modalità di prova prevedono l'interruzione dell'esecuzione quando non si realizza l'avanzamento, pari a 30 cm, del dispositivo di penetrazione con un massimo di 100 colpi di maglio di battuta.

L'attrezzatura utilizzata per l'esecuzione delle prove è un penetrometro DPSH (superpesante) Meardi-AGI le cui caratteristiche sono indicate nella seguente tabella.

Denominazione componente	DPSH (superpesante) Meardi-AGI
Maglio [Kg]	73
Altezza di caduta [cm]	75
Ø base punta conica [mm]	51
Apertura del cono [°]	60
Lunghezza complessiva della punta [mm]	73,1
Peso sistema di infissione [Kg]	55

Massa delle aste [Kg/m]	7
Diametro delle aste [mm]	34
Penetrazione standard N [cm]	30

In **allegato 5** è riportata l'esatta ubicazione dei punti di esecuzione delle prove, contrassegnati da apposita numerazione.

In allegato 6 sono riportati i diagrammi delle prove effettuate, i quali riportano l'andamento dei colpi e delle pressioni con la profondità di avanzamento

3.2.2 INDAGINI GEOFISICHE

Le informazioni sismiche, necessarie per la definizione delle azioni sismiche sugli edifici e degli stati limite degli stessi, sono state ricavate considerando i risultati ottenuti da prove geofisiche effettuate nel territorio Comunale di Bergamo, quartiere Longuelo, in corrispondenza di Via Lochis e in corrispondenza del lotto in esame, a seguito di una campagna di indagine eseguita nel mese di ottobre dell'anno 2019 e riportata nella relazione "Rel_137_2019" sopra citata.

In allegato 7 sono riportati i risultati dell'indagine geofisica e la loro ubicazione.

4. RELAZIONE GEOLOGICA

4.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E UBICAZIONE DEL SITO

La zona oggetto della presente relazione, riscontrabile sulla corografia riportata in **allegato 1**, è situata in corrispondenza della parte occidentale del centro edificato e del territorio comunale di Bergamo, all'interno di una zona destinata prevalentemente alla destinazione d'uso residenziale nel quartiere di Longuelo. Il sito si presenta non edificato per gran parte della sua superficie e occupato attualmente da superficie arborea.

Al sito si accede attraverso la viabilità ordinaria del comune.

4.2 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

Il territorio comunale di Bergamo è suddivisibile in due settori: la zona dei colli appartiene alla porzione più meridionale delle Prealpi Lombarde ed è formata dalle rocce di età cretacea, fagliate e piegate. La fascia pedecollinare e la pianura sono costituite da ampie falde di depositi quaternari originati dallo smantellamento sin- orogenetico e post -orogenetico del substrato roccioso. Il sito a cui la relazione si riferisce è inserito in un ambito pedecollinare, nelle vicinanze delle prime propaggini del sistema prealpino orobico.

In particolare, ad est e a sud della zona in esame sono presenti apprezzabili variazioni della topografia che conferiscono al paesaggio un aspetto alquanto ondulato, contrariamente a quanto accade invece a sud, verso la S.S Briantea, in cui la topografia assume un aspetto marcatamente pianeggiante.

Con riferimento alla carta geologica riportata in **allegato 2** (stralcio dalla Carta Geologica d'Italia alla scala 1.50.000) si evince che l'area di indagine è impostata su un'unità stratigrafica denominata **Gruppo della Morla (OR)** costituita da:

- depositi alluvionali dati da ghiaie a supporto clastico e matrice sabbiosa, con clasti arrotondati, ben selezionati, calcareo-marnosi e arenacei prevalenti, subordinati calcari e silicoclasti alterati di provenienza seriana;
- depositi di bassa energia e lacustri dati da limi, limi sabbiosi e sabbie osservati in scavo edilizio proprio in località Longuelo e cavati anticamente.

La carta geologica mostra la presenza nella porzione occidentale del sito in esame la presenza di un'ulteriore unità litologica denominata **Flysch di Bergamo (FBG)** costituita da una successione arenaceo-pelitica che, nella porzione medio-bassa, include il megastrato di Missaglia. La formazione è costituita da alternanze di arenarie e peliti in strati piano-paralleli da sottili a spessi talora organizzati in cicli di ispessimento verso l'alto. Esse sono associate a calcari a tessitura fine in strati piano paralleli a base calcarenitica, talora microconglomeratica, e a calcari marnosi in banchi anche di notevole spessore. Le arenarie del Flysch di Bergamo sono costituite sia da una frazione silicoclastica che da una carbonatica (FORNACIARI, 1989), di norma separate, a volte associate.

Le arenarie silicoclastiche corrispondono a litareniti feldspatiche micacee a cemento calcitico che a volte ingloba completamente i grani dell'ossatura. I litici sono rappresentati da frammenti di rocce sedimentarie e metamorfiche: dolomie, selci, granuli quarzoso-micacei probabilmente derivati da micascisti. Le calcareniti, spesso con frazione silicoclastica, sono costituite da clasti di dolomie, da bioclasti di piattaforma (echinidi, alghe rosse, briozoi, bivalvi) e da foraminiferi bentonici.

Particolarmente significativi sono i ciottoli degli orizzonti conglomeratici, soprattutto di quelli alla base degli strati carbonatici e del megastrato di Missaglia, in cui si segnalano in particolare calcari micritici ascrivibili a Maiolica e Sass de la Luna, selci di diverso colore, dolomie presumibilmente triassiche, calcari oolitici di provenienza controversa, frammenti nettamente subordinati di rocce cristalline. Lo spessore del Flysch di Bergamo, tra Brianza e Bergamasca centrale, è stimato da diversi autori nell'ordine del migliaio di metri.

I reperti fossili indicati consentono di estendere l'età del Flysch di Bergamo a tutto il Campaniano. I depositi del Flysch di Bergamo possono essere interpretati come depositi marini profondi di origine torbiditica. Si tratta di torbiditi di grande estensione areale presumibilmente accumulate in un bacino allungato, con indicatori di paleocorrenti suggerenti apporti dei materiali da N in Brianza, da NW in Bergamasca occidentale e centrale. La deposizione del Megastrato di Missaglia sarebbe connessa ad un evento catastrofico legato a grandi processi di instabilità ai margini del bacino (BERNOULLI *et alii* 1981).

4.3 FATTIBILITÀ GEOLOGICA - VINCOLI

Con riferimento alla carta di fattibilità geologica riportata nello studio geologico del territorio comunale, redatta a supporto della pianificazione comunale, (stralcio in **allegato 3**) si evince che la zona è classificata in **classe di fattibilità 3– Fattibilità con consistenti limitazioni**.

In questa classe ricadono le zone dove sono state riscontrate consistenti limitazioni alla modifica delle destinazioni d'uso dei terreni per l'entità e la natura dei rischi individuati sia localmente che nelle aree immediatamente limitrofe e per il superamento delle quali potrebbero rendersi necessari interventi di difesa.

Vale nella fattispecie la classe di fattibilità 3a – legata alla presenza di aree con consistenti limitazioni d'uso connesse alle modeste caratteristiche geotecniche del primo sottosuolo con consistenti eterogeneità verticali ed orizzontali. A questa sottoclasse appartengono i terreni dell'alta pianura, sulla quale insiste la maggior parte dell'area urbanizzata della città bassa e della fascia pedecollinare, formati da depositi caratterizzati da consistenti disomogeneità tessiturali laterali e verticali, da scarsa capacità di drenaggio e da una circolazione idrica sub superficiale. La presente relazione si attiene alle linee guida relative agli approfondimenti geologici e geotecnici descritti nella documentazione di carattere geologico redatta a supporto del Piano di Governo del Territorio, che prescrive una precisa e puntuale caratterizzazione geotecnica e idrogeologica dell'area di indagine.

Non sono segnalati vincoli di carattere geologico nello stretto ambito di indagine dagli strumenti urbanistici vigenti.

Con riferimento al Piano di gestione del Rischio Alluvioni (PGRA) è possibile notare che la zona rientra nelle aree di pericolosità idraulica caratterizzate da scenario frequente – H con tempi di ritorno di 2 anni per l'ambito territoriale del reticolo secondario di pianura.

Figura 1: estratto carta PGRA per la zona di indagine



Per quanto riguarda, infine, il Piano Stralcio per l'Assetto idrogeologico (PAI), si evince che l'area non risulta compresa tra le aree di esondazione e di frana e non risulta compreso nei limiti delle fasce fluviali vigenti del Piano.

4.4 IDROGEOLOGIA

4.4.1 ACQUA NEL SOTTOSUOLO

Le informazioni reperite dagli studi geologici generali, effettuati dall'amministrazione comunale di Bergamo a supporto della pianificazione urbanistica del territorio, e le indagini geotecniche eseguite in loco evidenziano una profondità della superficie piezometrica sostanzialmente non interferente con la superficie topografica.

Dal punto di vista idrogeologico il territorio comunale di Bergamo è suddivisibile in tre ambiti con comportamento idrogeologico differente: la collina, la zona di passaggio dalla collina alla pianura e la pianura.

Nella zona collinare parte dell'acqua che defluisce verso valle si infiltra nella copertura detritica e quindi nelle discontinuità dell'ammasso roccioso andando ad alimentare una circolazione sotterranea superficiale che ha come letto il substrato roccioso impermeabile. Nel complesso il sistema collinare ha funzione di ricarica degli acquiferi dell'alta pianura e degli acquiferi profondi della bassa pianura bergamasca.

La zona pedecollinare e l'alta pianura, su cui insiste gran parte dell'abitato della città, costituiscono la zona di transizione dalla collina alla pianura; in questo ambito la struttura degli acquiferi risulta essere scarsamente definita a causa dell'elevata eterogeneità tessiturale del sottosuolo e della modesta permeabilità dei terreni. Il deflusso idrico si manifesta attraverso correnti sotterranee di limitata sezione e regime variabile interconnesse con il reticolo idrico superficiale, il carattere anisotropo del flusso si manifesta in alcune zone della città portando a episodi di allagamento e alla formazione di cavità nel primo sottosuolo.

Nella porzione meridionale del territorio comunale la struttura idrogeologica acquista una configurazione più regolare e simile a quella della media pianura bergamasca in cui l'insieme dei corpi idrici sotterranei definisce un sistema multistrato nel quale si riconosce un acquifero freatico ed un insieme di acquiferi semiartesiani caratterizzati da un grado crescente di confinamento.

Per quanto concerne la superficie piezometrica è possibile definire che il flusso idrico sotterraneo ha nel complesso un andamento nord sud con un gradiente idraulico che passa da 1,8 % nella zona di Valtesse allo 0,8% nella parte più meridionale della città.

La soggiacenza nelle aree di pianura e di fondovalle è variabile tra oltre 50 metri a sud e a 10 metri circa in zona Valtesse.

Con riferimento alla carta delle soggiacenze della CG del PGT di Bergamo è possibile determinare che la superficie piezometrica della falda freatica si attesta a una quota media, nel luogo di interesse pari a 205 m s.l.m. circa che rapportato alla quota media del piano campagna rinvenuta nella zona di indagine, pari a circa 236 m s.l.m., determina una soggiacenza media della falda freatica pari a circa – 31,00 metri di profondità,. Consultando invece la carta delle piezometrie 2014 riportata sul portale della regione Lombardia è possibile determinare che la superficie piezometrica della falda freatica si attesta a una quota media, nel luogo di interesse pari a 197,5 m s.l.m. circa che rapportato alla quota media del piano campagna rinvenuta nella zona di indagine, pari a circa 236 m s.l.m., determina una soggiacenza media della falda freatica pari a circa – 39,5 metri di profondità,.

Considerando la conformazione geologica non si può escludere la presenza di falde acquifere sospese superficiali, già riscontrate peraltro nel corso degli scavi realizzati nell'adiacente terreno a est, citato nella relazione Rel. 137 2019.

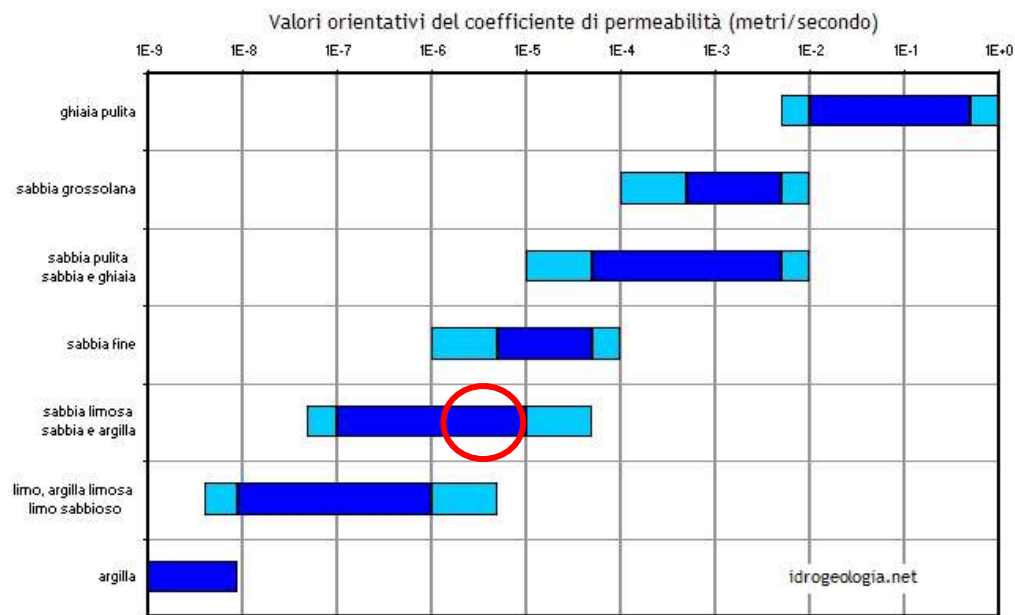
Nel caso particolare del sito in esame, le indagini geotecniche eseguite hanno evidenziato presenza di acqua ad una profondità pari a circa -3,90 metri da p.c..

4.4.2 PERMEABILITÀ

Con riferimento alla granulometria prevalente dei terreni superficiali (fino a -3,00 metri dal p.c.), riscontrata nelle indagini precedentemente commentate, e alla figura di seguito riportata, la permeabilità dei terreni superficiali si può definire **bassa** (da 10^{-6} a 10^{-5} m/sec).

La permeabilità riscontrata dalle prove risulta congruente con le caratteristiche dei terreni, riscontrate nelle indagini dirette effettuate.

Figura 2: Permeabilità dei terreni (m/s)



4.5 SISMICITÀ DELL'AREA

4.5.1 DEFINIZIONE DELLA CATEGORIA SISMICA DEI SUOLI – SCENARIO DI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

Sulla base dei risultati delle indagini geofisiche disponibili per il territorio di Bergamo ed eseguite nella zona di interesse, nonché in considerazione della litologia prevalente riscontrabile sul luogo, dal punto di vista sismico il sottosuolo viene classificato come riportato in cornice rossa nell'elenco seguente:

- **A - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi** caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
- **B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti** caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
- **C- Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti** con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
- **D - Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti** con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 100 m/s e 180 m/s.
- **E - Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D**, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Le valutazioni di seguito effettuate consentiranno di definire la categoria di sottosuolo da adottare per la progettazione delle opere.

4.5.2 ANALISI DI PRIMO E DI SECONDO LIVELLO

La pericolosità sismica locale, riferita al sito in questione, è stata definita dallo studio geologico a supporto del territorio comunale, con classificazione secondo lo scenario **Z2**, zone caratterizzate da terreni di fondazione saturi particolarmente scadenti e zone con depositi granulari fini e saturi, l'effetto atteso nei confronti delle onde sismiche è quello di liquefazione e cedimenti.

Si veda a tal proposito l'estratto della carta della pericolosità sismica riportata in **allegato 4**.

Lo scenario di pericolosità sismica locale Z2 caratterizzato da effetti dell'amplificazione sismica dati da fenomeni di liquefazione e cedimenti, non prevede l'applicazione delle analisi di secondo livello ma il passaggio diretto ad approfondimenti di terzo livello. Tuttavia, per una completezza di indagine si sceglie di procedere eseguendo l'indagine di secondo livello in aggiunta a quella di terzo livello da eseguire secondo normativa.

Lo studio geologico a supporto della pianificazione territoriale di Bergamo ha effettuato l'analisi di 2° livello sull'intero territorio comunale; tuttavia, si è proceduto ad effettuare tale approfondimento considerando i dati derivati dall'indagine geofisica sito specifica eseguita.

Si evidenzia innanzitutto che, per quanto riguarda il territorio comunale di Bergamo:

- I fattori soglia per i terreni di categoria B (come classificati dall'indagine sismica) sono rispettivamente:
 - **1,5 per l'intervallo 0,1 – 0,5 sec**
 - **1,7 per l'intervallo 0,5 – 1,5 sec**
- L'intervallo 0,1 - 0,5 sec si riferisce a **strutture relativamente basse**, regolari e piuttosto rigide;
- L'intervallo 0,5 – 1,5 sec **si riferisce a strutture alte** e piuttosto flessibili.

si procede a ricavare il valore delle $V_{s,eq}$ mediante i risultati dell'indagine geofisica MASW effettuata, fino alle profondità investigate nel corso dell'indagine geotecnica (-30 metri dal piano di campagna); come previsto dalla normativa, si sono valutati dati geologici a disposizione e si ipotizzato un opportuno gradiente di V_s , tale da raggiungere il valore di 800 m/s, coincidente con il bedrock (suolo di categoria A).

La profondità ipotizzata per la presenza di tale livello è stata fissata a - 28,0 metri dalla quota del p.c. si è ricavato il seguente andamento sismo-stratigrafico delle $V_{s,eq}$:

Profondità H [m]	Spessore dello strato [m]	$V_{s,eq}$ [m/s]
0,00	0,90	131
0,90	1,90	247
2,80	4,00	406

6,80	8,50	499
15,30	15,30	622
28,0		800

A questo punto si ricava il periodo proprio del sito T mediante la seguente equazione:

$$T = \frac{4 \times \sum_{i=1}^n h_i}{\frac{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \times h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}}$$

dove h_i e V_{s_i} sono lo spessore e la velocità dello strato i-esimo del modello. Per il sito in esame è risultato un valore di **T = 0,2 sec.**

La litologia prevalente presente nel sito e l'andamento delle $V_{s,eq}$ nel sottosuolo ha determinato la scelta della scheda per la litologia **limoso - argillosa di tipo 2** di cui al punto 2.2.2. dell'allegato 5 alla DGR 2616/2011.

Considerando come dati di ingresso:

- spessore dello strato superficiale compreso nei primi 4 metri con V, valutata con media ponderata dai dati ricavati dall'indagine geofisica eseguita, pari a circa 269 m/s.

e, conseguentemente, l'utilizzo della curva 2 per entrambi gli intervalli nella prova in esame si ottiene:

- un valore di **Fa = 1,7** per l'intervallo 0,1 – 0,5 sec;
- un valore di **Fa = 1,2** per l'intervallo 0,5 – 1,5 sec;

i valori del fattore di amplificazione Fa sono stati ricavati mediante le formule di riferimento e confrontati con i valori soglia (si veda banca dati Regione Lombardia soglie_lomb.xls).

Nella tabella seguente si riassumono i risultati dell'analisi.

Tabella 1: Risultati analisi 2° livello

EFFETTI LITOLOGICI – SCHEDA LITOLOGIA sabbiosa				
T	Intervallo	Equazione	Fa MASW	Fa soglia (+ 0,1)
0,2	0,1 – 0,5 s	$Fa_{0,1-0,5} = -12,8 T^2 + 9,2 T + 0,48$	1,7	1,5
	0,5 – 1,5 s	$Fa_{0,5-1,5} = -T^2 + 1,48 T + 0,88$	1,2	1,7

Il fattore di amplificazione ricavato per l'intervallo 0,1÷0,5 s risulta **superiore al rispettivo valore soglia per i terreni di categoria B, anche considerando un incremento di 0,1 del valore soglia stesso**: la normativa non è pertanto da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito.

Il fattore di amplificazione ricavato per l'intervallo 0,5÷1,5 s risulta **inferiore al rispettivo valore soglia per i terreni di categoria B, anche considerando un incremento di 0,1 del valore soglia stesso**: la normativa è pertanto da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito.

In applicazione dei disposti normativi stabiliti dalla Regione Lombardia per la progettazione:

- si dovrà utilizzare lo spettro relativo al suolo di categoria C nel caso di costruzioni basse e rigide (associabili all'intervallo di vibrazione 0,1 – 0,5 s);**
- si potrà utilizzare lo spettro relativo al suolo di categoria B nel caso di costruzioni alte e flessibili (associabili all'intervallo di vibrazione 0,5 – 1,5 s).**

4.5.3 AZIONE SISMICA

Dal punto di vista sismico il territorio di Bergamo è classificato in **zona sismica 3**.

L'accelerazione massima A_{gmax} prevista sul territorio comunale, secondo quanto riportato nella DGR 11 luglio 2014 n. X/2129, è pari a 0,11877g.

La pericolosità sismica di un'area è definita in termini di:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Ai sensi delle NTC 2018 la determinazione delle azioni sismiche deve essere determinata sito per sito facendo riferimento ai valori di accelerazione sismica di base riportati nell'allegato B del D.M. con riferimento a una griglia con lato pari a circa 10 km che ricopre tutto il territorio nazionale con tempi di ritorno compresi tra 30 e 2745 anni.

Di seguito si procede all'individuazione del sito con indicazione delle coordinate dei vertici della maglia della griglia di riferimento.

Sito in esame

latitudine: 45,6952
longitudine: 9,634631
Classe: 2
Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 11379	Lat: 45,6734	Lon: 9,6309	Distanza: 2438,932
Sito 2	ID: 11380	Lat: 45,6757	Lon: 9,7023	Distanza: 5685,038
Sito 3	ID: 11158	Lat: 45,7256	Lon: 9,6991	Distanza: 6043,059
Sito 4	ID: 11157	Lat: 45,7234	Lon: 9,6277	Distanza: 3178,336

Il passo successivo è la definizione del periodo di riferimento dell'azione sismica V_R , il quale, ai sensi del punto 2.4.3 delle NTC 2018 è definito come

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

V_N è la vita nominale di un'opera strutturale da intendersi come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Si riporta la tabella 2.4.1. delle NTC 2018 con indicazione della vita nominale per diversi tipi di opere.

TIPI DI COSTRUZIONE		V_N
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Per le costruzioni in esame si considera una $V_n \geq 50$ anni

Il termine C_U indica le classi d'uso di seguito riportate, come da punto 2.4.2 delle NTC

- **Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- **Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti
- **Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- **Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo

un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella Tab. 2.4.II. delle NTC 2018

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1	1,5	2,0

Per l'opera in esame si considera una classe d'uso II avente coefficiente C_U pari a 1 e un periodo di riferimento per l'opera in esame risulta pari a 50 anni.

Sulla base di quanto sopra riportato, utilizzando i software Geostru e *Spettri NTC Ver.1.7.0.*, si sono determinati i parametri di azione a_g , F_0 e T^*_c per i periodi di ritorno T_r associati a ciascuno Stato Limite e gli spettri elastici di riferimento per i diversi stati limite.

Si evidenzia che ai fini delle NTC 2018 le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale (categoria T1);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

La tabella 3.2.1. delle NTC 2018, di seguito riportata, evidenzia le probabilità di superamento P_{VR} cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati

Stati limite		PVR: Probabilità di superamento nel periodo riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Sulla base dei parametri precedentemente riportati vengono calcolati gli spettri di risposta elastici di riferimento per i vari Stati Limiti che si provvede a riportare.

Parametri sismici

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

Operatività (SLO):
Probabilità di superamento: 81 %
 T_r : 30 [anni]
 a_g : 0,029 g
 F_0 : 2,441
 T^*_c : 0,198 [s]

Danno (SLD):
Probabilità di superamento: 63 %
 T_r : 50 [anni]
 a_g : 0,038 g
 F_0 : 2,482
 T^*_c : 0,214 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):
Probabilità di superamento: 10 %
 T_r : 475 [anni]

ag: 0,108 g
Fo: 2,418
Tc*: 0,271 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,142 g
Fo: 2,459
Tc*: 0,276 [s]

Coefficienti Sismici:

SLO:

Ss: 1,500
Cc: 1,790
St: 1,000
Kh: 0,009
Kv: 0,004
Amax: 0,429
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,500
Cc: 1,750
St: 1,000
Kh: 0,011
Kv: 0,006
Amax: 0,556
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,500
Cc: 1,620
St: 1,000
Kh: 0,039
Kv: 0,019
Amax: 1,590
Beta: 0,240

SLC:

Ss: 1,490
Cc: 1,610
St: 1,000
Kh: 0,051
Kv: 0,025
Amax: 2,073
Beta: 0,240

Figura 3: Spettri di risposta

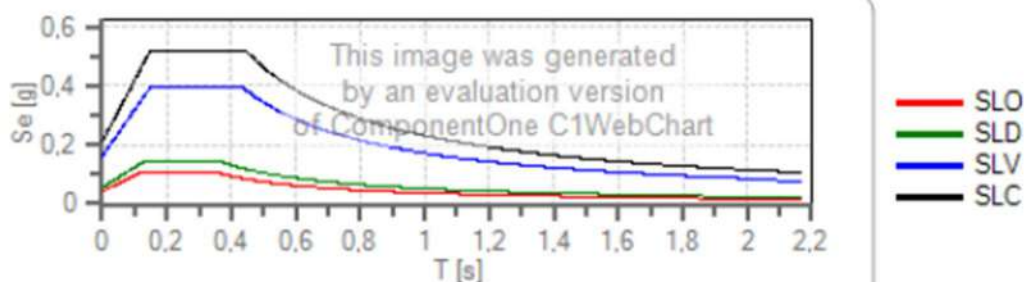
Spettri di risposta

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso = 5 %

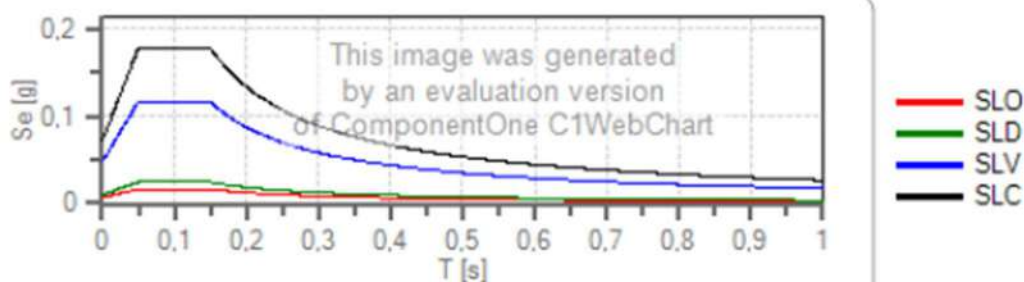
Fattore che altera lo spettro elastico = 1,000

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	cu	ag [g]	Fo	Tc* [s]	Ss	Cc	St	S		TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLO	1	0,029	2,441	0,198	1,500	1,790	1,000	1,500	1,000	0,118	0,354	1,717
SLD	1	0,038	2,482	0,214	1,500	1,750	1,000	1,500	1,000	0,125	0,375	1,751
SLV	1	0,108	2,418	0,271	1,500	1,620	1,000	1,500	1,000	0,146	0,439	2,032
SLC	1	0,142	2,459	0,276	1,490	1,610	1,000	1,490	1,000	0,148	0,445	2,167

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

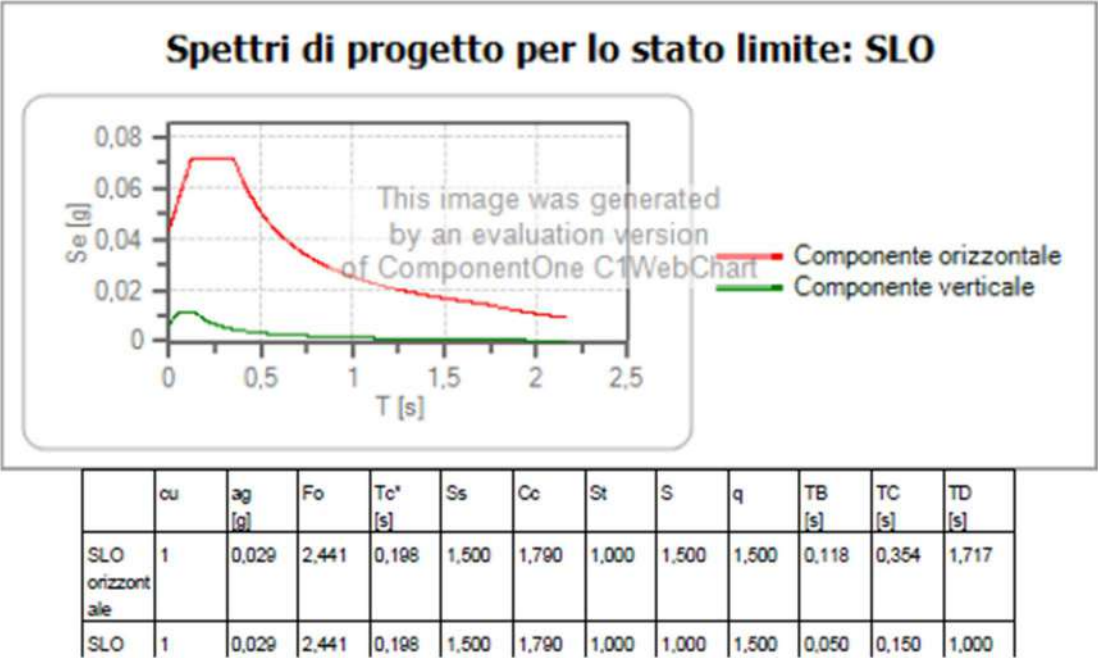


	cu	ag [g]	Fo	Tc* [s]	Ss	Cc	St	S		TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLO	1	0,029	2,441	0,198	1,000	1,790	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLD	1	0,038	2,482	0,214	1,000	1,750	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLV	1	0,108	2,418	0,271	1,000	1,620	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000
SLC	1	0,142	2,459	0,276	1,000	1,610	1,000	1,000	1,000	0,050	0,150	1,000

Spettro di progetto

Coefficiente di struttura q per lo spettro orizzontale = 1.5

per lo spettro orizzontale = 0,667
Coefficiente di struttura q per lo spettro verticale = 1.5
per lo spettro verticale = 0,667
Stato limite: SLO



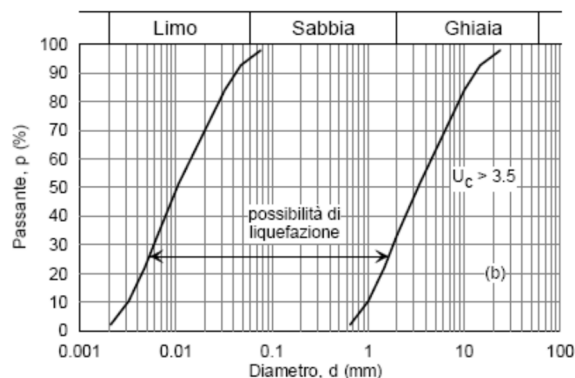
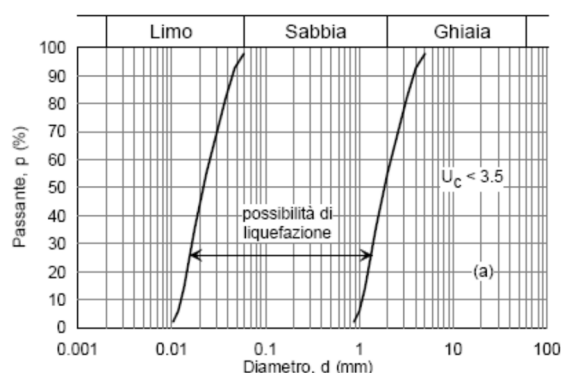
4.5.4 ANALISI DI TERZO LIVELLO

4.5.4.1 LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

La normativa prevede per il sito in esame l'approfondimento di 3° livello conseguente all'eventuale presenza di depositi liquefacibili in corrispondenza di eventi sismici; in effetti le caratteristiche litologiche dei sedimenti presenti sono tali da non far presupporre la possibilità di liquefazione dei terreni in corrispondenza di un terremoto, fenomeno che risulta particolarmente pericoloso in quanto determina l'annullamento degli sforzi efficaci con sprofondamento e collasso delle strutture impostate su tali depositi.

Si evidenzia comunque che, ai sensi del punto 7.11.3.4.2 delle NTC 2018 la verifica a liquefazione può essere omessa quando **si manifesti almeno una delle seguenti circostanze**:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc1N > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e $qc1N$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. 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 $U_c > 3,5$. (le figure non vengono riportate e sono comunque individuabili al punto 7.11.3.4.2 delle NTC 2008).



Ricorre per la zona in esame le seguenti condizioni:

- Granulometria dei depositi non ricadente all'interno dell'intervallo di liquefazione;
Considerate le casistiche esposte è possibile omettere la verifica della liquefazione dei terreni.

4.5.4.2 ANALISI DEI CEDIMENTI E/O LIQUEFAZIONI

Come definito in precedenza, la zona in esame ricade in una zona sismica classificata secondo lo scenario Z2 ovvero terreni caratterizzati da terreni di fondazione saturi particolarmente scadenti; l'effetto atteso nei confronti delle onde sismiche è quindi quello dell'instaurarsi di cedimenti. Per il calcolo di possibili cedimenti che possono verificarsi sia in presenza di sabbie sature e sia in presenza di sabbie asciutte si fa riferimento ai risultati delle prove geotecniche eseguite in situ e alle rielaborazioni svolte alla presente relazione nel paragrafo 6.6 e riassunti nell'**allegato 9**.

5. CONCLUSIONI RELAZIONE GEOLOGICA

Di seguito si riassumono i contenuti della relazione

▪ CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA	classe di fattibilità 3 – Fattibilità con consistenti limitazioni.
▪ VINCOLI	Aree a pericolosità di scenario frequente (H) nell'ambito territoriale del reticolo secondario di pianura secondo il piano di gestione del rischio alluvioni (PGRA);
▪ LIVELLO DELLA SUPERFICIE PIEZOMETRICA	– 3,90 metri dal p.c., con possibilità di interferenza con il piano di posa delle fondazioni.
▪ PERMEABILITA' DEI TERRENI	bassa: K da 10^{-6} a 10^{-5} m/sec
▪ PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE	Z2– cedimenti e liquefazioni
▪ CATEGORIA SISMICA TERRENI	C – Dopo effettuazione di analisi di secondo livello
▪ CATEGORIA TOPOGRAFICA TERRENI	T1
▪ LIQUEFACIBILITÀ TERRENI	Verificate le condizioni di omissione della verifica di liquefazione dei terreni
▪ PROBLEMATICHE RISCONTRATE	☐ Geologiche ☐ Geomorfologiche ☐ Sismiche ☒ Idrogeologiche (presenza di falde sospese) ☒ Idrauliche ☒ Geotecniche (terreni di scadenti qualità tecniche) ☐ Nessuna
▪ GIUDIZIO FINALE DI FATTIBILITÀ GEOLOGICA	Si segnalano problematiche di tipo idraulico nell'area in esame legate alla presenza di aree caratterizzate da scenario frequente (frequenza ogni 20 anni) di allagamento per l'ambito del reticolo secondario di pianura. La falda freatica in corrispondenza della zona sembra assestarsi a circa -30,00 metri dal p.c.; si sottolinea comunque la presenza di falde sospese legate alla natura del terreno presente in sito che possono determinare ingresso di acqua all'interno di eventuali scavi, in corrispondenza delle prove effettuate viene segnalata la presenza di acqua a circa -3,90 metri dal p.c. Si rimanda alla parte geotecnica del presente documento per gli approfondimenti relativi alle problematiche dei cedimenti dovuti alle scarse proprietà geotecniche del materiale riscontrato nella zona in esame.

6. RELAZIONE GEOTECNICA

6.1 RISULTATI DELLE INDAGINI – STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO

Con riferimento alla descrizione della campagna di indagini riportata nel paragrafo 3 del presente documento e ai diagrammi delle prove penetrometriche riportati in **allegato 6**, si riassume la stratigrafia rinvenibile nel sottosuolo, partendo dall'alto:

Intervalli di profondità in m.				Litologia	Consistenza	NSCPT	NSPT
					Densità relativa	[-]	[-]
da	0,00	a	1,60	torba	Molto molle	3	4÷5
da	1,60	a	4,50	Argilla organica	Molle	6	7÷8
da	4,50	a	6,60	Argilla compatta	Molle	11	13÷14
da	6,60	a	10,20	Argilla sabbiosa	Media	28	31÷33
oltre	10,20			Sabbie	Molto addensato	49	54÷56

6.2 PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI

L'indagine geognostica condotta nel sito interessato dal progetto, e in particolare i risultati delle prove SPT riportati nel paragrafo 3 ha permesso di ricavare i parametri geotecnici che meglio caratterizzano il sito; In particolare si sono utilizzati i dati provenienti dalle prove geotecniche eseguite, utilizzando il numero di colpi battuti dal maglio per ottenere gli avanzamenti della batteria delle aste per ricavare i parametri utili, secondo le correlazioni fornite dalla letteratura di seguito indicate:

$$\text{Peso di volume naturale } \gamma_{\text{nat}} = 0,001N_{60}^3 - 0,0528N_{60}^2 + 0,9464N_{60} + 12,855$$

Bruschi 2005

$$\text{Densità relativa } D_r = 100 \cdot (N_{1(60)} / 60)^{0,5}$$

Skempton, 1989

$$\text{Angolo di attrito } \varphi = 28 + 0,14 \cdot D_r$$

Schmertmann, 1975

$$\varphi = 20 + (15,4 \cdot N_{1(60)})^{0,5}$$

Hatanaka & Uchida, 1986

$$\varphi = 27,1 + 0,3N_{1(60)} - 0,00054 N_{1(60)}^2$$

Wolff, 1989

$$\text{Coesione non drenata } C_u = 5 + 7,5 \cdot N$$

Japanese Road Association, 1980

$$6,18 \cdot N_{60}$$

Sivrikaya e Togol - Limi e argille limose

$$4,93 \cdot N_{60}$$

Sivrikaya e Togol - Argille bassa plasticità

$$6,82 \cdot N_{60}$$

Sivrikaya e Togol - Argille alta plasticità

Coesione non drenata C_u da prove penetrometriche statiche:

$$C_u = \frac{q_c - p_o}{N_k}$$

$N_k = 15 - 16$ per argille naturali

18-19 per argille sovraconsolidate

Modulo elastico E

$$E = 1200 \cdot (N + 6) \text{ sabbie ghiaiose}$$

Bowles, 1982

$$E = 300 \cdot (N + 6) \text{ sabbie limose}$$

$$E = 320 \cdot (N + 15) \text{ sabbie argillose}$$

dove:

N: numero dei colpi necessario per raggiungere l'infissione di 30 cm nella prova SPT

N60: numero di colpi N corretto per un'energia di battuta standardizzato del 60%

N1(60): numero di colpi N60 corretto per l'influenza della pressione litostatica

Tali parametri saranno utilizzati per il calcolo della capacità portante ammissibile e dei cedimenti delle fondazioni, nell'ipotesi progettuale indicata.

Le quota di imposta ipotizzata e le condizioni di analisi, sono le seguenti:

- - 3,50 m dal p.c. per fondazioni NASTRIFORMI
- Carichi sulle fondazioni centrati e non eccentrici
- Analisi a breve termine in condizioni non drenate

Eventuali variazioni progettuali rispetto a quanto considerato nella presente relazione dovranno essere sottoposte all'attenzione dello scrivente al fine di considerare nuovi calcoli.

Nella tabella di seguito riportata viene illustrato il modello geotecnico del sito, utilizzato per le valutazioni relative alla capacità portante e alla stima dei cedimenti.

Tabella 2: Modello geotecnico e parametri

Intervalli di profondità in m.				Litologia	Consistenza	N _{SCPT}	N _{SPT}	C _u	c'	φ	Dr	Es	v	n	γ _{dry}	γ _{nat}	γ _{sat}	γ'
					Densità relativa	[-]	[-]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[KN/m ³]	[KN/m ³]	[KN/m ³]	[KN/m ³]
da	0,00	a	1,60	torba	molto molle	3	4÷5	40	0	0		4.700	0,4			16,00		
da	1,60	a	4,50	Argilla organica	molle	6	7+8	50	0	0		5.900	0,4			17,00		
da	4,50	a	6,60	Argilla compatta	molle	11	13÷14	75	0	0		7.500	0,4			18,00		
da	6,60	a	10,20	Argilla sabbiosa	media	28	31÷33	140	0	0		13.200	0,4			19,00		
oltre	10,20			Sabbie	molto addensato	49	54÷56	0	0	34		75.000	0,4			21,00		

Legenda

N _{SCPT}	Numero colpi prova SCPT x 30 cm di avanzamento	v	Coefficiente di Poisson
N _{SPT}	Numero colpi prova SPT x 30 cm di avanzamento	n	Porosità
C _u	Coesione non drenata	γ _{dry}	Peso di volume secco
φ	Angolo di attrito	γ _{nat}	Peso di volume naturale
Dr	Densità relativa	γ _{sat}	Peso di volume saturo
Es	Modulo sforzi-deformazioni	γ'	Peso di volume sommerso
q _c	Resistenza alla penetrazione della punta		

6.3 METODI DI CALCOLO GEOTECNICO ADOTTATI

6.3.1 CARATTERIZZAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI

I valori caratteristici (f_k) dei parametri della resistenza al taglio del terreno, coesione e angolo di attrito interno, vengono determinati partendo dai valori medi (f_m).

Per valore caratteristico s'intende quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di non superamento (frattile $n\%$); assumere, per esempio, un valore caratteristico di 25° dell'angolo di attrito del terreno con una probabilità di non superamento del 5%, vuol dire ipotizzare che ci sia una probabilità del cinque per cento che il valore reale dell'angolo di attrito sia inferiore a 25° .

I valori di progetto (f_d) da adottare nel calcolo si ottengono dividendo i valori caratteristici (f_k) per un coefficiente riduttivo parziale M2 (combinazione 2, approccio 1) indicato dalla tabella 6.2. Il D.M. 14 gennaio 2008, aggiornate con D.M. 17 gennaio 2018.

COESIONE NON DRENATA

- **Valore medio - $C_u = 50$ KPa**
- **Valore caratteristico $\Rightarrow C_{uk} = C_m (1 + X V_c)$**

Dove:

- X è il parametro dipendente dalla legge di distribuzione delle probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata: per un frattile del 5% X possiede un valore pari a - 1,645 quindi **$V_k = V_m (1 - 1.645 V_m)$ Valore medio - $C_u = 50$ KPa**
- V_m equivale al rapporto tra la deviazione standard rispetto al valore medio e lo stesso valore medio. Nel caso considerato il valore caratteristico della coesione è uguale al valore medio **$C_{uk} = C_m = 50$ KPa**

- **Valore di progetto (per la combinazione M2) $C_{ud} = C_{uk}/1,4$**

Nel caso considerato il valore di progetto della coesione non drenata è pari a **$C_{ud} = 35,71$ KPa**

6.3.2 FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le fondazioni superficiali devono essere verificate almeno con riferimento a meccanismi di rottura per carico limite, scorrimento sul piano di posa e stabilità globale.

La verifica della condizione fondamentale considerata dagli Eurocodici e dalle NTC 2018 (D.M. 17 gennaio 2018) è la seguente: **$R_d \geq E_d$** . Tale verifica può essere effettuata tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle di riferimento: Coefficienti A(6.2.I), M(6.2.II), R(6.4.I) delle Norme Tecniche delle Costruzioni, seguendo:

- per la verifica a rottura per carico limite e per scorrimento almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1) [STR]
- Combinazione 2 (A2+M2+R2) [GEO]

Approccio 2:

- (A1+M1+R3) [GEO]
- La verifica di stabilità globale *deve essere effettuata* secondo

Approccio 1 – Combinazione 2: (A2+M2+R2).

Gli Stati Limite rappresentano la frontiera tra il dominio di stabilità e quello di instabilità.

- **SLU: STATI LIMITE ULTIMI**, al limite tra stabilità del sistema e collasso dello stesso (intera struttura o parte di essa: pilastri, travi, cerniere, fondazioni, etc.), o terreno sottostante. Limite prima della rottura ultima del terreno per flusso plastico, senza considerare gli effetti deformativi;
- **SLE: STATI LIMITE DI ESERCIZIO**. Riguardano le deformazioni del terreno dovute al peso proprio (pressione litostatica) o a forze esterne (cedimenti).

Suddivisi in:

- SLU dinamici = SLV (stati limite salvaguardia della vita), SLC (stati limite prevenzione dal collasso);
- SLE dinamici = SLO (stati limite operatività), SLD (stati limite danno).

Le combinazioni sopracitate riportano i seguenti coefficienti da valutare:

- A = Coefficiente di amplificazione dei carichi;
- M = Coefficiente di riduzione dei parametri geotecnici;
- R = Coefficienti di riduzione delle Resistenze (portanza, scorrimento, etc.).

Nelle tabelle di seguito si riportano i coefficienti parziali con cui calcolare le diverse combinazioni, tratte

dalle NTC.

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_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ'_t	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ'_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,00

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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

La misura del grado di sicurezza si ottiene con il “Metodo semiprobabilistico dei Coefficienti parziali” di sicurezza tramite l'equazione

$$Ed \leq Rd \text{ oppure } Rd - Ed \geq 0$$

con:

- Rd = valore di progetto della resistenza del terreno (di pertinenza del geotecnico);
- Ed = valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di carico (di pertinenza dello strutturista).

La resistenza del terreno Rd è determinata:

- Analiticamente (i valori di progetto si ottengono dai valori caratteristici divisi per il coefficiente parziale γ_m);
- Con misure dirette, utilizzando le tabelle sopra citate per i coefficienti parziali.

L'azione Ed è determinata dal valore caratteristico amplificato mediante i coefficienti parziali γ_i e deve essere fornita dallo strutturista.

Secondo le NTC il primo step è il calcolo della resistenza di progetto del terreno Rd secondo il metodo di Terzaghi descritto nel capitolo successivo o secondo il metodo di Brinch-Hansen. Il valore di Rd è il prodotto tra la capacità portante limite e l'area della fondazione. Per eseguire il secondo step il progettista deve fornire il valore delle azioni dei carichi per poter calcolare il valore di progetto dell'azione Ed . Come terzo e ultimo stadio si deve verificare se la condizione iniziale **$Ed \leq Rd$** sia soddisfatta. Questi step vanno effettuati per le tre combinazioni esistenti e viene scelto il valore più cautelativo.

6.3.3 CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO

Il calcolo della capacità portante è stato effettuato applicando le formulazioni di Terzaghi e di Brinch-Hansen, ritenute idonee per il problema geotecnico in esame; vengono di seguito riportate le formule con cui vengono effettuati i calcoli.

$$q_{lim} = c'N_{cs}d_{cs}i_{cg}b_c + qN_{qs}d_{qi}q_{qb} + 0.5B N_{\gamma s}d_{\gamma i}g_{\gamma}b_{\gamma} \quad (\text{BRINCH-HANSEN})$$

Per il significato dei simboli si rimanda alle tabelle di calcolo allegate alla presente relazione.

La capacità portante limite, in accordo con la vecchia normativa risalente al D.M. 11 marzo 1988, si ottiene adottando un coefficiente di sicurezza unitario mentre per il calcolo della capacità portante ammissibile il coefficiente di sicurezza equivale a $F_s = 3$, nel rispetto della letteratura tecnica esistente in materia di tecnica delle fondazioni e dei disposti di legge vigenti:

$$q_{amm} = q_{lim}/F_s$$

6.3.4 STIMA DEI CEDIMENTI

Si tratta delle verifiche agli stati limite di esercizio (SLE). I terreni subiscono deformazioni che provocano spostamenti del piano di posa (cedimenti). I valori delle proprietà meccaniche da utilizzare nell'analisi sono quelli caratteristici f_k e i coefficienti parziali sulle azioni A e sui parametri di resistenza R sono sempre unitari ($A_i = 1$, $M_i = 1$, $R_i = 1$), ossia $f_k = f_d$.

I valori dei cedimenti stimati con i metodi sottoindicati sono ammissibili e verificati se rispettano i valori indicati nella tabella di seguito riportata.

TIPO DI MOVIMENTO	FATTORE DI LIMITAZIONE	VALORE AMMISSIBILE
Cedimento	Collegamento a reti di servizi	15 - 30 cm
	Accesso	30 - 60 cm
	Probab.di cedimenti differenziali	
	- murature portanti	2,5 - 5 cm
Rotazione rigida (tilt)	- strutture intelaiate	5 - 10 cm
	- ciminiera,silos	7,5 - 30 cm
	Stabilità al ribaltamento	Dipende dall'altezza e dal peso
	Rotazione di ciminiera, torri	0,04 H
	operatività macchine	0,003 L
	- macchine tessili	0,0002 L
Cedimenti differenziali	- turbogeneratori	
	Binari di carro ponte	0,003 L
	Drenaggio di sup. pavimentate	0,01 - 0,02 L
	Murature portanti multipiano	0,0005 - 0,001 L
	Murature portanti ad un piano	0,001 - 0,02 L
	Lesioni di intonaci	0,001 L
	Telai in c.a.	0,0025 - 0,004 L
	Pareti di strutture a telaio in c.a.	0,003 L
	Telaio in acciaio	0,002 L
	Strutture semplici in acciaio	0,005 L
L = distanza fra due pilastri adiacenti.		
I valori ammissibili più elevati si riferiscono a strutture più flessibili ed a condizioni di sottosuolo uniformi; i più ridotti a strutture e condizioni di sottosuolo irregolari.		

6.3.4.1 METODO DELLA TEORIA DELL'ELASTICITA'

Ai fini della stima dei cedimenti ammissibili si è valutata la media ponderata dei moduli di Young per uno strato compressibile pari a cinque volte la dimensione minima della fondazione.

Tale procedura (Bowles, 1991) prevede la stima di $E_{s(medio)}$ mediante la seguente formula:

$$E_{s(medio)} = \frac{H_1 E_{s1} + H_2 E_{s2} + \dots + H_n E_{sn}}{H}$$

dove:

- H_n : spessore dei singoli strati sotto la fondazione
- E_{sn} : modulo di Young attribuibile ad ogni singolo strato H
- H : spessore dello strato in cui si calcola il cedimento

I cedimenti immediati sono stati stimati nell'ipotesi di applicazione delle pressioni ammissibili calcolata per le varie larghezze di fondazione considerate nei calcoli della capacità portante.

A tal fine si è fatto uso del metodo basato sulla teoria dell'elasticità, in base alla quale è possibile calcolare il cedimento dello spigolo di una fondazione posta sulla superficie di un semispazio elastico.

Per i dati utilizzati al fine dei calcoli dei cedimenti si rimanda ai simboli e alla formula riportata nelle tabelle allegata alla presente relazione, evidenziando che il cedimento è stato valutato per una profondità di posa delle fondazioni secondo le ipotesi precedentemente citate ed un incastro pari ad almeno 30 cm, considerando i parametri geotecnici precedentemente commentati e i carichi di seguito commentati.

I valori dei cedimenti rilevati fanno ovviamente riferimento all'applicazione di una singola fondazione, senza che si verifichino interferenze dovute all'applicazione di tensione aggiuntive nel terreno dovute alla presenza di altre fondazioni.

I valori dei cedimenti rilevati fanno ovviamente riferimento all'applicazione di una singola fondazione, senza che si verifichino interferenze dovute all'applicazione di tensione aggiuntive nel terreno dovute alla presenza di altre fondazioni.

6.3.5 COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO

Il coefficiente di sottofondo (o modulo di Winkler) è stato calcolato con il metodo di Vesic semplificato, il quale ha proposto una relazione che correla tale parametro con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione.

$$K_s = \frac{E_s}{(1 - \mu^2)}$$

dove K_s : coefficiente di sottofondo

E_s : modulo elastico del terreno

μ : coefficiente di Poisson

Introducendo, come nella formula di calcolo della teoria dell'elasticità, $E'_s = (1 - \mu^2)/E_s$, si ottiene che $\Delta H = \Delta q \times B \times E'_s \times I_s \times I_f$ (cfr. tabella di calcolo dei cedimenti), e poiché $K_s = \Delta q / \Delta H$, si ricava che:

$$K_s = \frac{1}{B E'_s I_s I_f}$$

Di seguito si riportano comunque dei valori indicativi del coefficiente di sottofondo per alcune tipologie di terreni comunemente riscontrabili nella pratica geotecnica.

- Terreno argilloso compatto : $K_1 = 1.8 - 3.6$ [kg/cm³]
- Terreno argilloso molto compatto : $K_1 = 3.6 - 7.2$ [kg/cm³]
- Terreno argilloso duro : $K_1 > 7.2$ [kg/cm³]
- Terreno con sabbia sciolta : $K_1 = 0.7 - 2.1$ [kg/cm³]
- Terreno con sabbia media : $K_1 = 2.1 - 10.8$ [kg/cm³]
- Terreno con sabbia densa : $K_1 = 10.8 - 36.0$ [kg/cm³]
- Terreno con ghiaia mediamente addensata: $K_1 = 10.0 - 30.0$ [kg/cm³].

6.4 RISULTATI DEI CALCOLI

Nelle tabelle riassuntive allegate alla presente relazione (**allegato 8**) si è valutata la capacità portante del terreno attualmente riscontrabile nel sito indagato, dettagliando i dati utilizzati.

Si sono valutate le capacità portanti per:

- Fondazioni nastriformi a – 3,50 m di profondità dal p.c.

Si sottolinea che non essendo state fornite le azioni Ed imposte dalla struttura, queste dovranno necessariamente essere inferiori a Rd al fine di ritenere soddisfatte le varie verifiche. Non essendo inoltre state fornite le caratteristiche geometriche delle fondazioni superficiali, i calcoli dovranno necessariamente essere rivisti in caso di adozione di geometrie diverse.

Nelle tabelle di seguito riportate si riassumono i risultati dei calcoli effettuati.

Tabella 3: Capacità portante

		BRINCH - HANSEN					COMB 1
Lunghezza fondazione	L (m)	2,50	3,50	4,00	4,50	5,00	
Larghezza fondazione	B (m)	0,50	0,70	0,80	0,90	1,00	
Area fondazione A	B*L (m ²)	1,25	2,45	3,2	4,05	5	
Capacità portante limite	q _{lim} (kPa)	473,67	467,97	465,16	462,38	459,65	
Capacità portante ammissibile	q _{amm} (kPa)	157,89	155,99	155,05	154,13	153,22	
Resistenza del terreno Rd	q _{lim} *A (KN)	592,1	1146,5	1488,5	1872,7	2298,2	A1M1R1
Azione Ed < Rd/γ _R	Rd/γ _R (KN)	592,1	1146,5	1488,5	1872,7	2298,2	
		257,4	498,5	647,2	814,2	999,2	A1M1R3
Capacità portante limite	q _{lim} (kPa)	355,30	351,23	349,22	347,24	345,29	COMB 2 STABILITÀ ' GLOBALE
Capacità portante ammissibile	q _{amm} (kPa)	118,43	117,08	116,41	115,75	115,10	
Resistenza del terreno Rd	q _{lim} *A (KN)	444,1	860,5	1117,5	1406,3	1726,4	
Azione Ed < Rd/γ _R	Rd/γ _R (KN)	403,8	782,3	1015,9	1278,5	1569,5	
							A2M2R2
VALORE PIU' CAUTELATIVO AZIONE Rd		257,4	498,5	647,2	814,2	999,2	KN

I valori dei cedimenti, riassunti nelle tabelle successive, sono riportati in maniera più dettagliata nelle tabelle di calcolo allegate alla presente relazione tecnica (**allegato 9**), nelle quali sono riportate le tre combinazioni stabilite dalle NTC 2018 per le fondazioni considerate alle quote di imposta prefissate.

Tabella 4: Stima dei cedimenti

RIASSUNTO CEDIMENTI					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	0,50	0,70	0,80	0,90	1,00
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	2,50	3,50	4,00	4,50	5,00
CAPACITÀ PORTANTE LIMITE – q _{lim} (BH - kPa)	473,67	467,97	465,16	462,38	459,65
CAPACITÀ PORTANTE AMMISSIBILE – q _{amm} (BH - kPa)	157,89	155,99	155,05	154,13	153,22
CEDIMENTO AL CENTRO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	26,06	33,53	35,54	38,28	41,96
CEDIMENTO ALLO SPIGOLO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	9,82	12,63	13,39	14,42	15,81
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO (kg/cm ³)	3,19	2,18	1,88	1,63	1,41

Si precisa che, per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni, si è utilizzato come valore iniziale della pressione ammissibile quello ottenuto tramite l'approccio 1 combinazione 1 (A1M1R1). Pertanto, i valori dei cedimenti riportati nelle tabelle precedenti sovrastimano i valori reali che si avrebbero imponendo un carico più esiguo e quindi più cautelativo, come quello previsto dalle altre due combinazioni (approccio 1 combinazione 2 – A2M2R2 e approccio 2 combinazione unica – A1M1R3).

6.5 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Le Norme Tecniche per le Costruzioni prevedono per il calcolo dei valori di R_d , valore di progetto della resistenza del terreno, l'introduzione di un coefficiente riduttivo z , che tiene conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione dell' R_d o q_{lim} , descritto da Paolucci & Pecker(1997) con le seguenti equazioni:

$$Z_\gamma = Z_q = \left(1 - \frac{K_h}{tg \phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32k_h$$

Nelle tabelle di seguito si illustrano sinteticamente i risultati ottenuti per il calcolo di R_d ed. Tali risultati non sono altro che i valori delle tabelle precedenti ridotti dal coefficiente z .

Il rispetto dei vari stati limite viene considerato conseguito dalle NTC:

- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi (SLU) quando siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV;
- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio (SLE) quando siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLD.

Tabella 5: Capacità portante – Azioni sismiche

BRINCH - HANSEN - AZIONI SISMICHE						
Lunghezza fondazione	L (m)	2,50	3,50	4,00	4,50	5,00
Larghezza fondazione	B (m)	0,50	0,70	0,80	0,90	1,00
Area fondazione A	B*L (m ²)	1,25	2,45	3,2	4,05	5
Fattore correttivo	z	0,994	0,994	0,994	0,994	0,994
Capacità portante limite	q_{lim} (kPa)	470,79	465,12	462,33	459,57	456,85
Capacità portante ammissibile	q_{amm} (kPa)	156,93	155,04	154,11	153,19	152,28
Resistenza del terreno R_d	$q_{lim} * A$ (KN)	588,5	1139,5	1479,5	1861,3	2284,3
Azione $Ed < R_d / \gamma_R$	R_d / γ_R (KN)	588,5	1139,5	1479,5	1861,3	2284,3
		255,9	495,5	643,2	809,2	993,2
Fattore correttivo	z	0,994	0,994	0,994	0,994	0,994
Capacità portante limite	q_{lim} (kPa)	353,14	349,09	347,10	345,13	343,19
Capacità portante ammissibile	q_{amm} (Kg/cm ²)	1,20	1,19	1,18	1,17	1,17
Resistenza del terreno R_d	$q_{lim} * A$ (KN)	441,4	855,3	1110,7	1397,8	1715,9
Azione $Ed < R_d / \gamma_R$	R_d / γ_R (KN)	401,3	777,5	1009,7	1270,7	1559,9
VALORE PIÙ CAUTELATIVO		255,9	495,5	643,2	809,2	993,2 KN

I valori dei cedimenti sono indicati nelle tabelle di calcolo allegate alla presente relazione tecnica, riportati in maniera riassuntiva nelle tabelle di seguito.

Tabella 6: Valori dei cedimenti– Azioni sismiche

RIASSUNTO CEDIMENTI					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	0,50	0,70	0,80	0,90	1,00
LUNGHEZZA FONDAZIONE – L (m)	2,50	3,50	4,00	4,50	5,00
CAPACITÀ PORTANTE LIMITE – q_{lim} (BH - kPa)	470,79	465,12	462,33	459,57	456,85
CAPACITÀ PORTANTE AMMISSIBILE – q_{amm} (BH - kPa)	156,93	155,04	154,11	153,19	152,28
CEDIMENTO AL CENTRO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	25,90	33,32	35,33	38,05	41,70
CEDIMENTO ALLO SPIGOLO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	9,76	12,56	13,31	14,34	15,71

7. STABILITA' DEI FRONTI DI SCAVO

Qualora gli scavi comportino la presenza di pareti verticali particolarmente elevate per un lungo periodo di tempo, queste dovranno essere dotate di un idoneo angolo di scarpa, oppure essere sostenute, al fine di evitare pericolosi franamenti.

Il valore dell'altezza critica può per terreni privi di attrito essere velocemente calcolato con la seguente relazione:

$$H_c = \frac{4c}{\gamma_n}$$

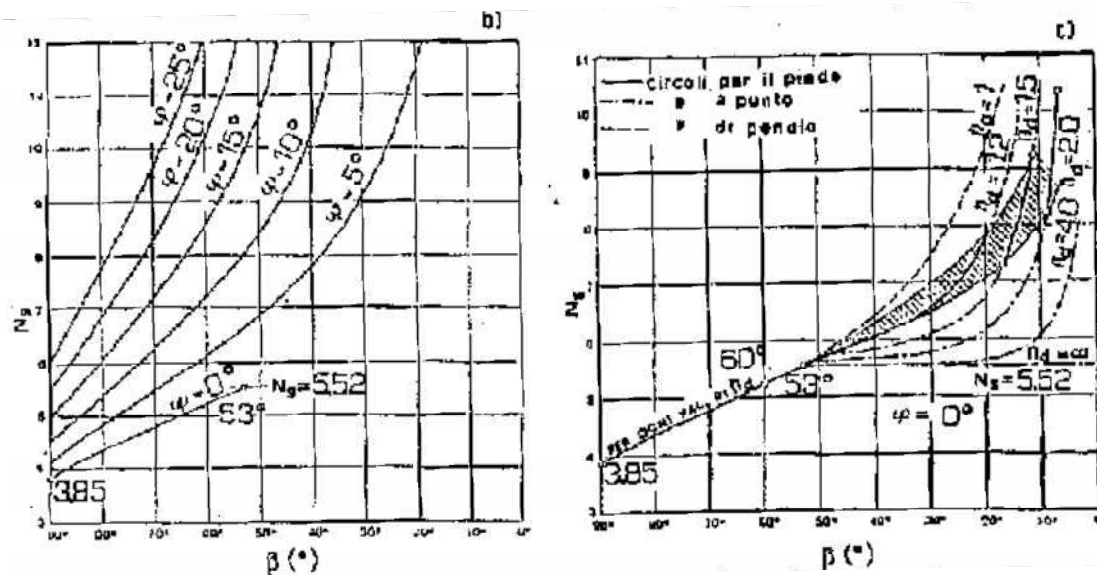
dove:

H_c = altezza critica; c = coesione; γ_n = peso di volume naturale del terreno.

Nel caso più generale, in cui la reazione dei terreni è funzione sia dell'attrito interno che della coesione, è possibile ricorrere ad uno strumento definito "Curve di Taylor".

Il valore della scarpa e della relativa altezza critica dello scavo possono essere ricavati con l'ausilio del grafico di seguito illustrato, che pone in relazione l'angolo di scarpa con un coefficiente adimensionale N_s (Fattore di Stabilità) in dipendenza dei valori dell'angolo di attrito interno (ϕ) del materiale.

Figura 4. Relazione tra N_s e β . Grafico b) per terreni dotati di attrito; grafico c) per terreni privi di attrito ($\phi=0$) Grafico tratto dal libro Geotecnica - Terzaghi - Peck - Edizione UTET



Il Fattore di Stabilità N_s , in tal caso correlato al valore approssimativo dell'angolo di attrito interno del terreno, permette di risalire all'altezza critica dello scavo, ossia alla massima altezza consentita con un determinato angolo di scarpa (β), secondo la relazione:

$$H_c = N_s \cdot \frac{c}{\gamma_n}$$

dove:

- H_c = altezza critica dello scavo;
- N_s = fattore di stabilità;
- c = coesione del materiale;
- γ_n = peso di volume naturale del materiale;

In altri termini, con tale grafico è possibile verificare speditivamente la stabilità a lungo termine di una parete di taglio, note le principali caratteristiche geotecniche dei materiali.

Considerando il caso in esame, che prevede la presenza di terreni coesivi da poco a moderatamente consistenti, e un'analisi a lungo termine, da considerarsi come situazione maggiormente cautelativa:

- Coesione efficace, in termini di valore di progetto: 35,71 kPa;
- Peso di volume naturale medio pari a 17,00 KN/m³;
- un angolo di inclinazione del pendio di 90° (condizione più critica);
- Angolo di attrito, stimabile in termini di valore di progetto pari a 21,31°;
- Ns assunto pari a 5,5

si ottiene un fattore di sicurezza pari a 3,24 > 1,1 per una profondità dello scavo di 3,5 m, superiore alla situazione di equilibrio limite.

Risulta comunque consigliabile:

- a) mantenere sempre anche un minimo angolo di scarpa (inclinazione del fronte di scavo di almeno 20° rispetto alla verticale;
- b) **evitare il posizionamento di gru a torre o altri sovraccarichi, se presenti, sul bordo dello scavo, al fine di evitare l'innescarsi di franamenti causati dal sovraccarico, con conseguente caduta della gru a torre; dovrà inoltre essere valutata con estrema cautela la posizione del ciglio dello scavo rispetto agli edifici circostanti esistenti.**
- c) evitare che il fronte di scavo si bagni con conseguente perdita di coesione al terreno, diminuendo il fattore di sicurezza;
- d) dovranno essere evitati scavi al piede della parete, tali da togliere sostegno al piede del fronte di scavo stesso, dal momento che tale imprudenza potrebbe causare pericolosi franamenti del fronte stesso
- e) realizzare tempestivamente le murature controterra in corrispondenza del bordo dello scavo adeguatamente dimensionate per il sostegno delle pareti dello scavo stesso

8. CONCLUSIONI RELAZIONE GEOTECNICA

8.1 RIASSUNTO

Nella presente relazione tecnica si è provveduto a studiare le caratteristiche geologiche e geotecniche di un sito in Comune di Bergamo, quartiere Longuelo, al fine di valutare la fattibilità geologica e la capacità portante limite e ammissibile dell'area di progetto.

Le valutazioni sono state eseguite con i metodi semiprobabilistici definiti dalle NTC 2018, parti 2 e 6 (carichi statici) e 7 (effetti sismici).

Di seguito si riassumono i contenuti della relazione:

- **QUOTA DI IMPOSTA DELLA FONDAZIONE** – 3,50 m dal p. c.
- **CONDIZIONI ADOTTATE PER I CALCOLI** NON DRENATE A BREVE TERMINE
- **TIPOLOGIA DI FONDAZIONI** NASTRIFORMI
- **CATEGORIA SISMICA DEL TERRENO** CATEGORIA C
- **ANGOLO D'ATTRITO CARATTERISTICO** 0°
- **COESIONE EFFICACE** 0 kPa
- **COESIONE NON DRENATA (VALORE CARATTERISTICO)** 50 kPa
- **PESO UNITÀ DI VOLUME** 17,00 KN/m³
- **CONTROINDICAZIONI** TERRENI CARATTERIZZATI DA SCARSE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE
- **ACCORGIMENTI SUGGERITI** CARICHI DIMENSIONATI AL FINE DI CONTENERE I CEDIMENTI

Alla luce dei risultati ottenuti, si possono assumere come azioni Ed per lo Stato Limite Ultimo, a condizioni statiche, i seguenti valori **da non superare al fine di ritenere soddisfatta la verifica Ed<Rd**:

- Fondazioni nastriformi:

RIASSUNTO AZIONI Ed<Rd					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	0,50	0,70	0,80	0,90	1,00
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	2,50	3,50	4,00	4,50	5,00
Azione Ed< Rd/ γ_r (KN) - A1M1R1	592,09	1146,52	1488,50	1872,66	2298,24
Azione Ed< Rd/ γ_r (KN) - A1M1R3	257,43	498,49	647,18	814,20	999,24
Azione Ed< Rd/ γ_r (KN) - A2M2R2 STABILITA' GLOBALE	257,4	498,5	647,2	814,2	999,2
Capacità portante ammissibile (kPa) - DM 11/03/1988	157,89	155,99	155,05	154,13	153,22

Per quanto riguarda l'azione in condizioni sismiche si possono assumere come azioni Ed per lo Stato Limite Ultimo i seguenti valori **da non superare al fine di ritenere soddisfatta la verifica Ed<Rd**:

- Fondazioni nastriformi:

RIASSUNTO AZIONI Ed<Rd					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	0,50	0,70	0,80	0,90	1,00
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	2,50	3,50	4,00	4,50	5,00
Azione Ed< Rd/ γ_r (KN) - A1M1R1	588,49	1139,54	1479,45	1861,27	2284,27
Azione Ed< Rd/ γ_r (KN) - A1M1R3	255,86	495,45	643,24	809,25	993,16
Azione Ed< Rd/ γ_r (KN) - A2M2R2 STABILITA' GLOBALE	255,9	495,5	643,2	809,2	993,2
Capacità portante ammissibile (kPa) - DM 11/03/1988	156,93	155,04	154,11	153,19	152,28

8.2 PRESCRIZIONI E AVVERTENZE

- Si evidenzia che il modello geotecnico è stato semplificato e che la situazione del sottosuolo si può presentare maggiormente eterogenea rispetto a quanto descritto nella tabella 5.
- L'ingegnere strutturista valuti con attenzione i cedimenti sviluppati dall'applicazione dei carichi (valutazione effettuata considerando la combinazione A1M1R1) al fine di definire se tali cedimenti sono compatibili con la realizzazione delle opere.
- Prima dell'esecuzione dei lavori di costruzione, è opportuno effettuare un'accurata opera di pulizia del fondo dello scavo presso cui verranno poggiate le fondazioni.
- Dovrà essere realizzata un'adeguata impermeabilizzazione delle strutture controterra, al fine di evitare fenomeni di assorbimento dell'umidità che possano, a lungo termine, inficiare le caratteristiche tecniche dei materiali da costruzione e provocare inconvenienti all'interno dei locali abitativi e di servizio.

Qualora eventuali approfondimenti degli scavi evidenzino litologie diverse da quelle commentate nella presente relazione, di interpellare subito lo scrivente al fine di procedere ad una revisione del calcolo delle fondazioni.

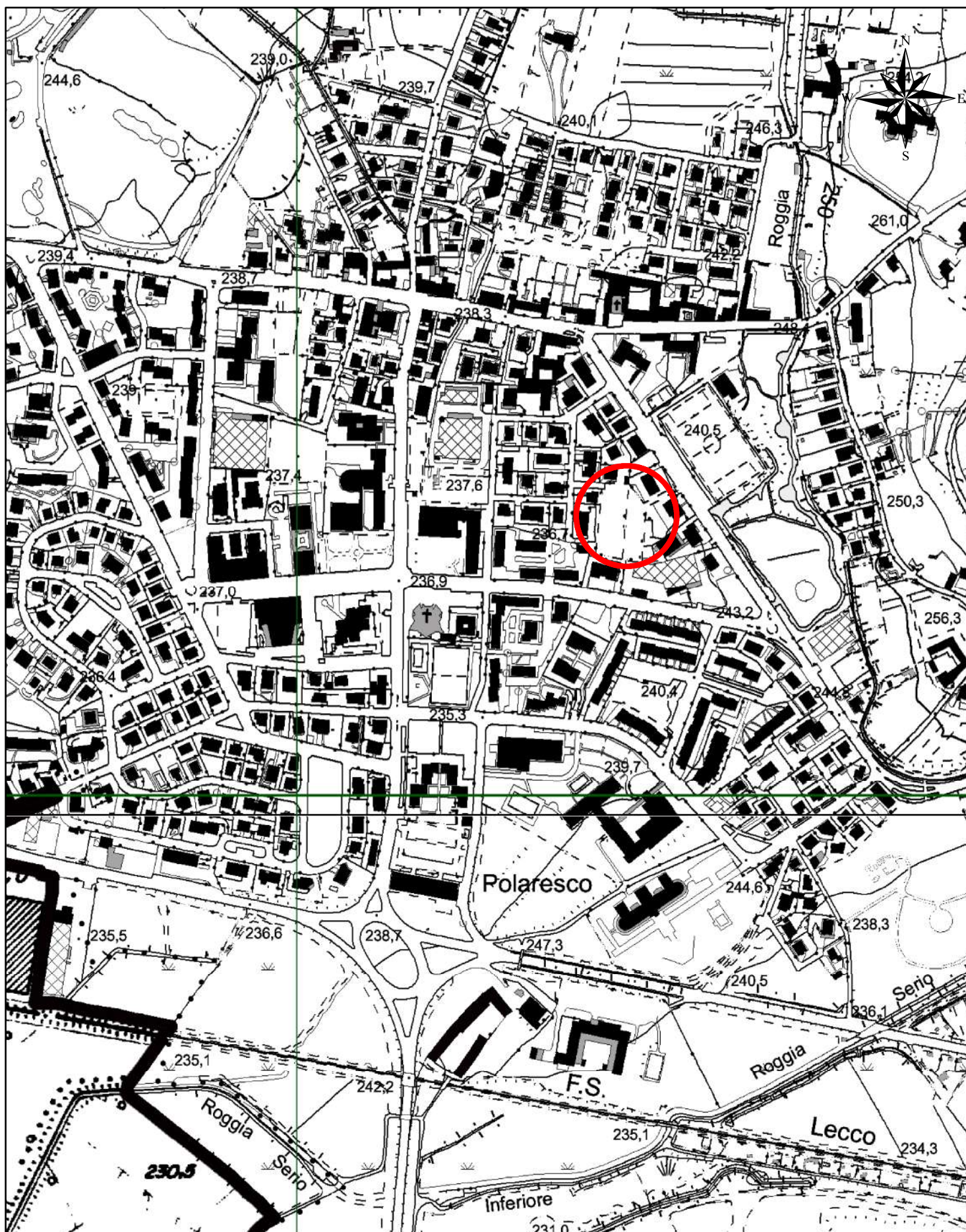
9. ALLEGATI

ALL. 1	COROGRAFIA
ALL. 2	CARTA GEOLOGICA
ALL. 3	CARTA DELLA FATTIBILITÀ GEOLOGICA
ALL. 4	CARTA PSL
ALL. 5	UBICAZIONE PROVE
ALL. 6	DIAGRAMMI PROVE PENETROMETRICHE
ALL. 7	INDAGINE GEOFISICA MASW
ALL. 8	TABELLE DI CALCOLO DELLE CAPACITÀ PORTANTI
ALL. 9	TABELLE DI CALCOLO DEI CEDIMENTI

ALLEGATO 1

COROGRAFIA

Fonte: CTR Regione Lombardia



dott. Paolo Grimaldi - Studio Ambiente e Geologia

Via Sottoripa 18/B - 24068 SERIATE (BG)

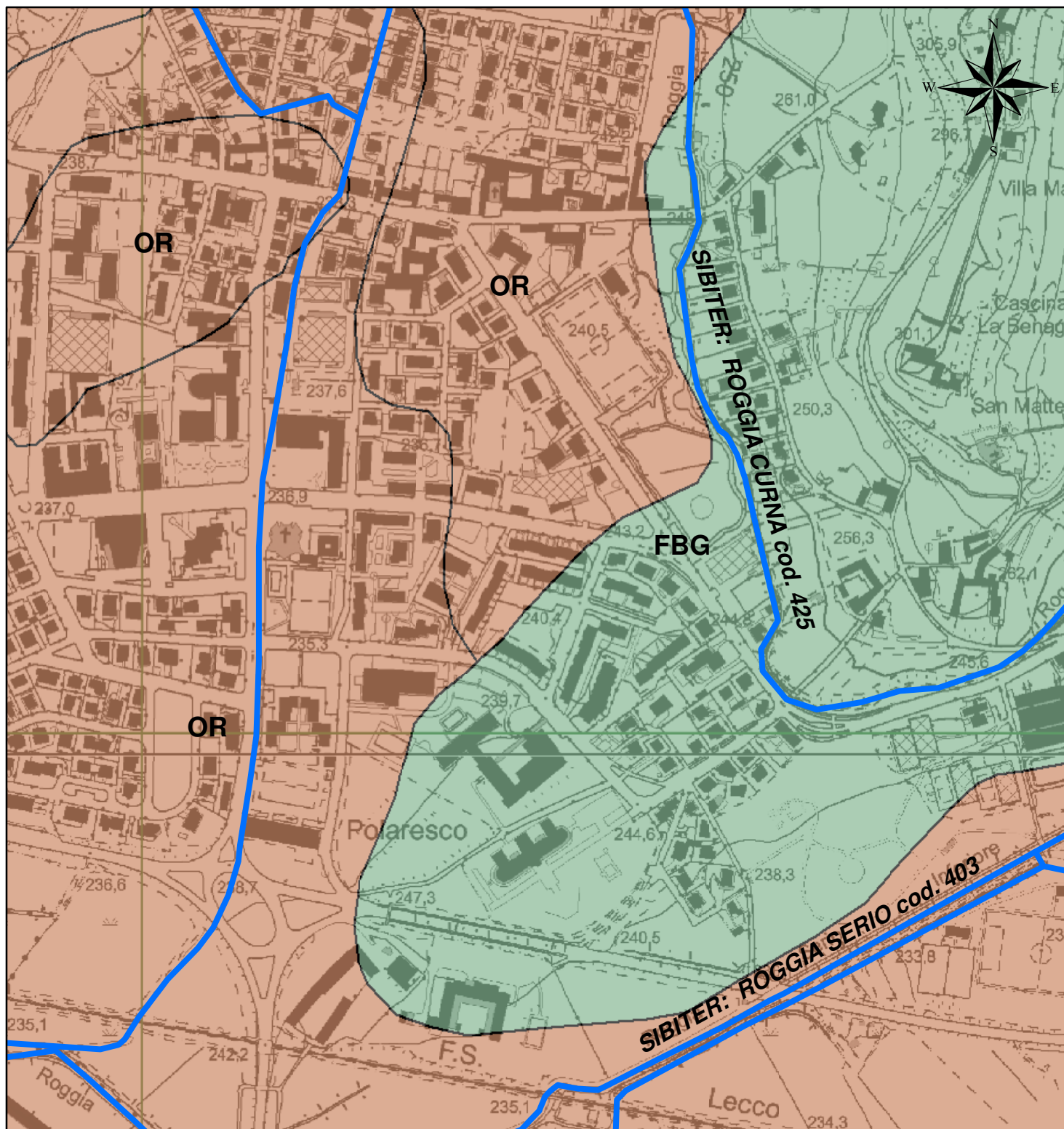
Tel. e fax: 035 301577 email: grimaldipaolo1@virgilio.it

100 50 0 100
Meters

ALLEGATO 2

CARTA GEOLOGICA

Fonte: CARTA GEOLOGICA D'ITALIA SCALA 1:50.000 - SGI



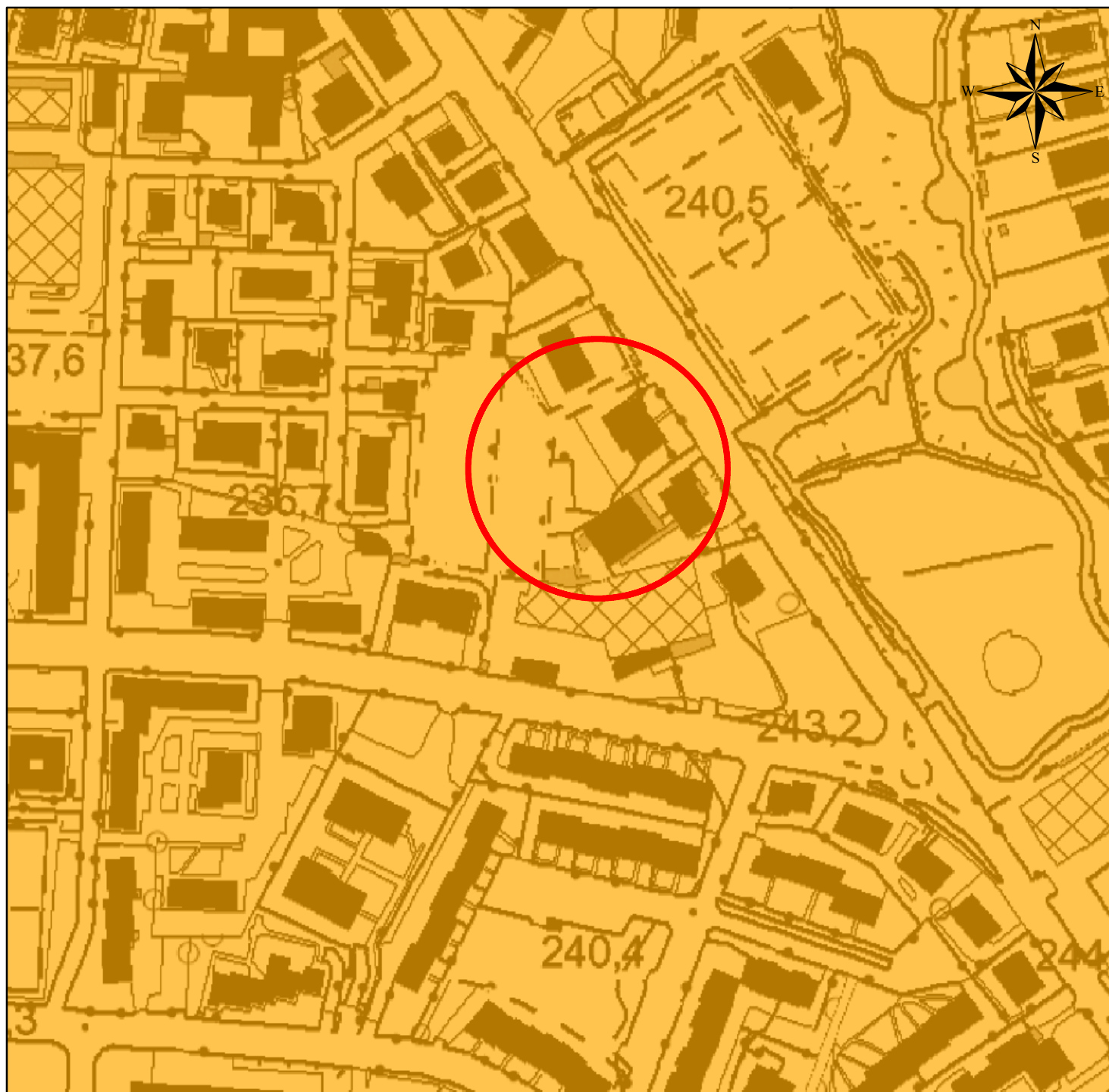
LEGENDA

- 648, Flysch di Bergamo, FBG
- 3408, Gruppo della Morla, OR
- Corso d'acqua

ALLEGATO 3

FATTIBILITA' GEOLOGICA

Fonte: GEOPORTALE REGIONE LOMBARDIA



LEGENDA

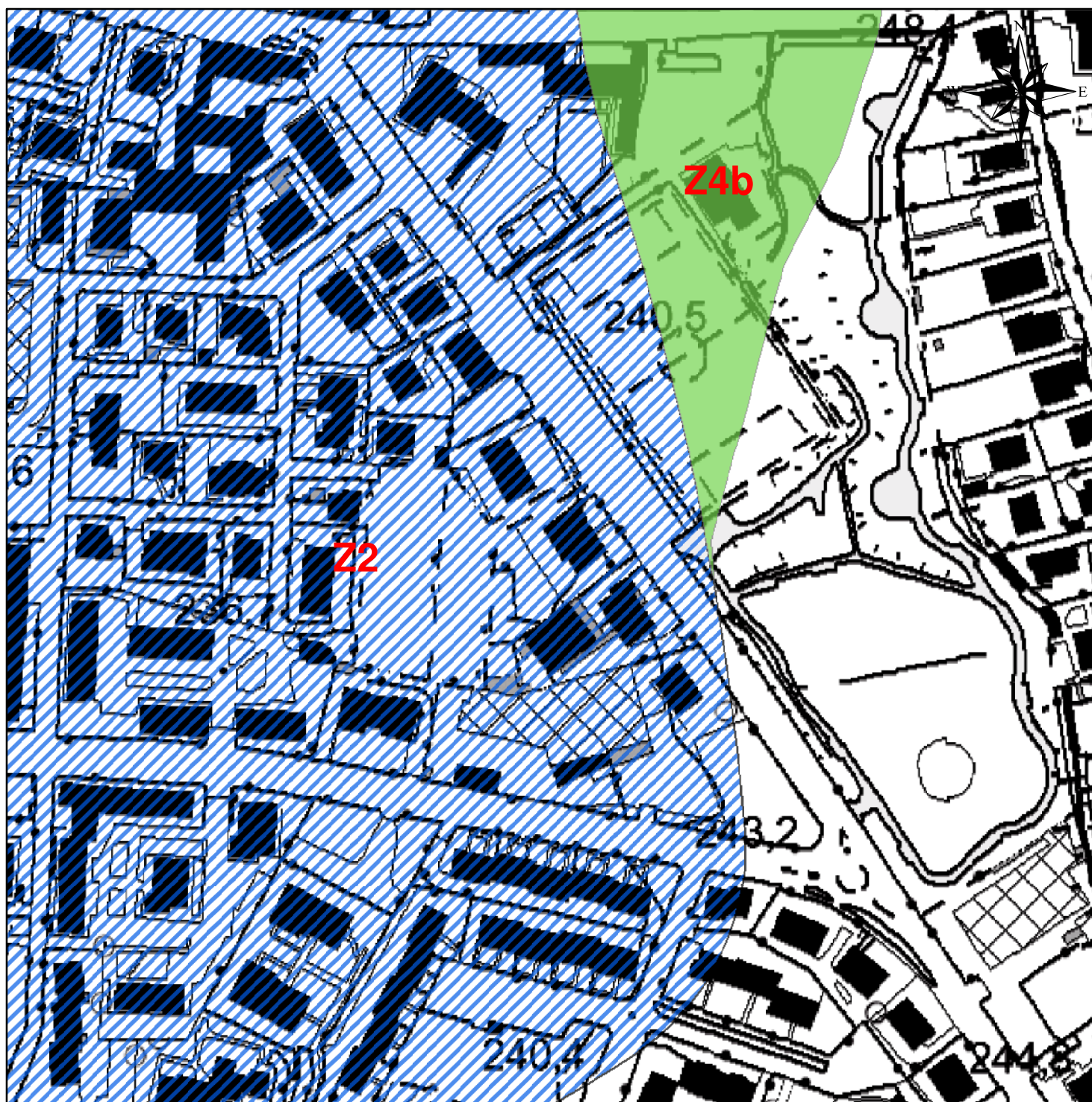
CLASSI DI FATTIBILITA'

 **CLASSE 3, FATTIBILITA' CON CONSISTENTI LIMITAZIONI**

ALLEGATO 4

PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

Fonte: GEOPORTALE REGIONE LOMBARDIA



LEGENDA

PERICOLOSITA' SISMICA



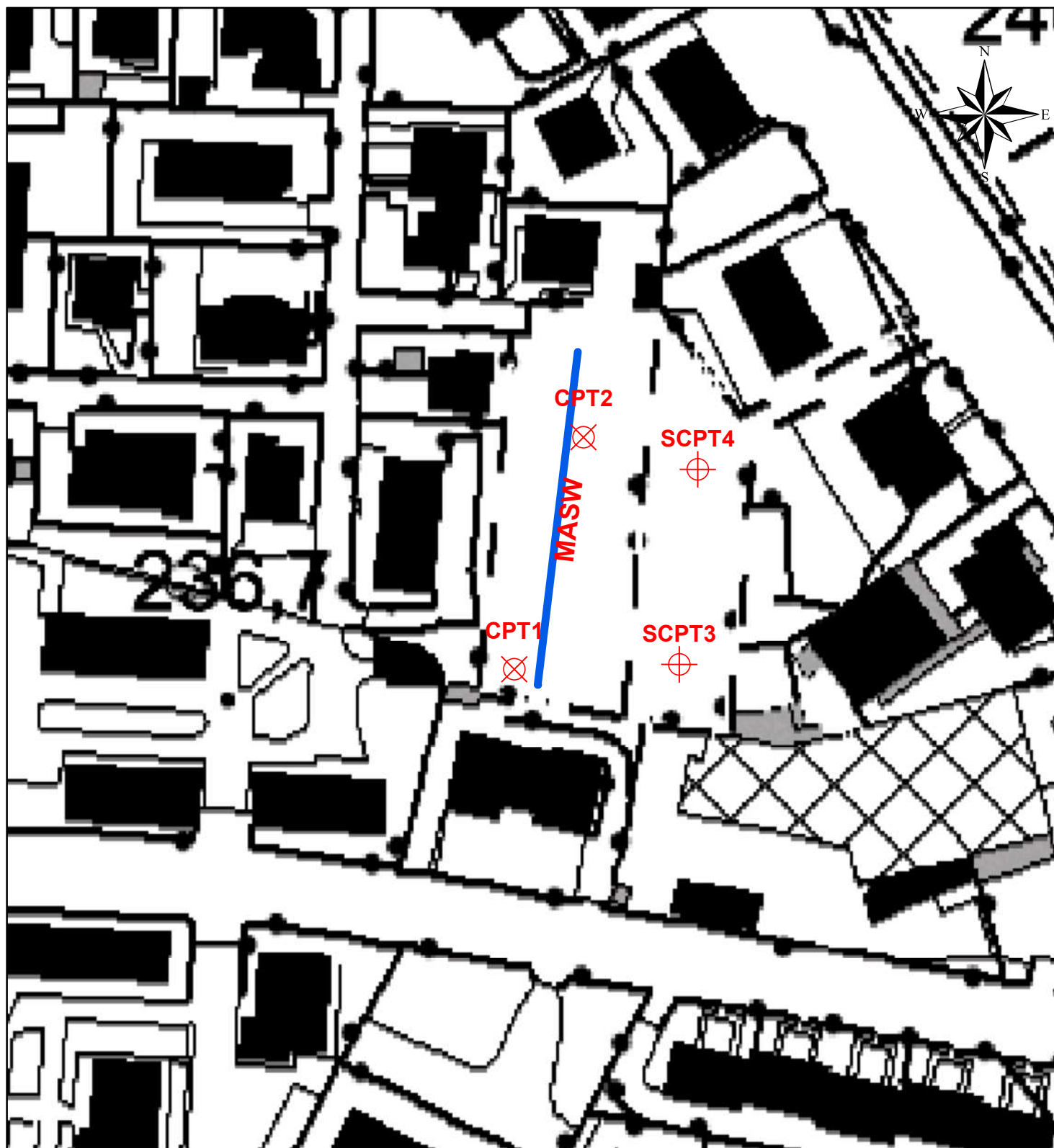
Z2, SCADENTI CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI



Z4b, FASCIA PEDEMONTANA

ALLEGATO 5

UBICAZIONE INDAGINI



LEGENDA

TIPOLOGIA

⊗ CPT

⊕ SCPT

— MASW

ALLEGATO 6

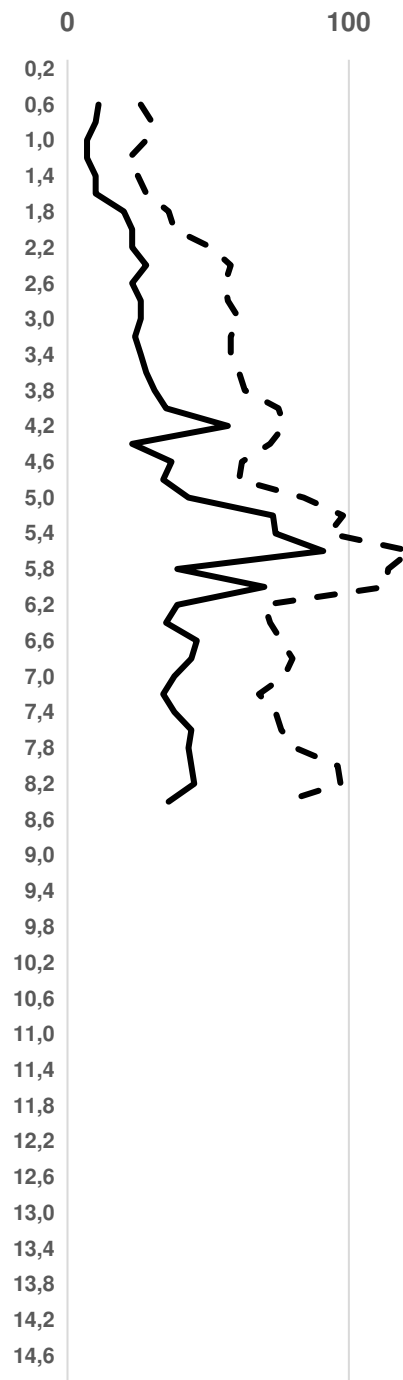
[illegible]

CPT 1

Kg/cm²

— Lettura Punta Kg/cm²
-- Lettura Laterale Kg/cm²

Profondità - m



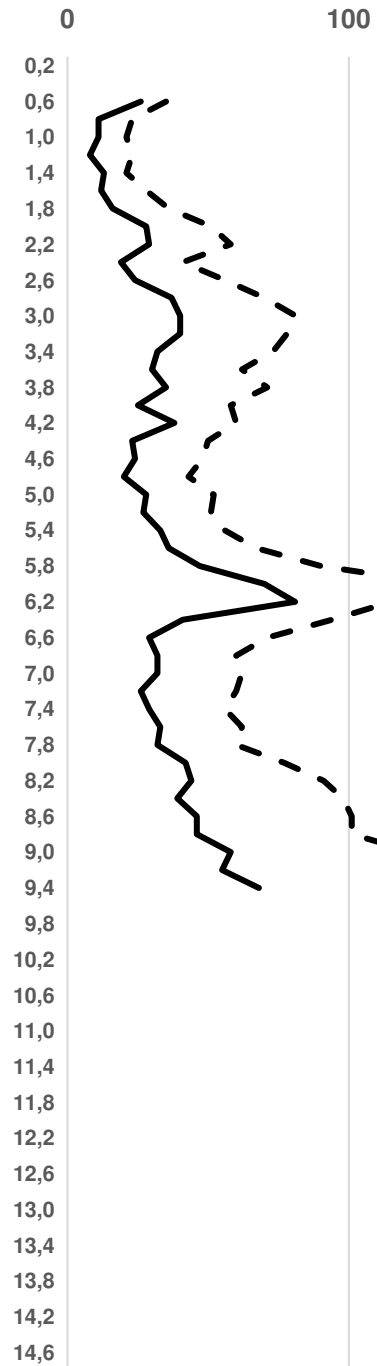
[illegible]

CPT 2

Kg/cm²

— Lettura Punta Kg/cm²
-- Lettura Laterale Kg/cm²

Profondità - m



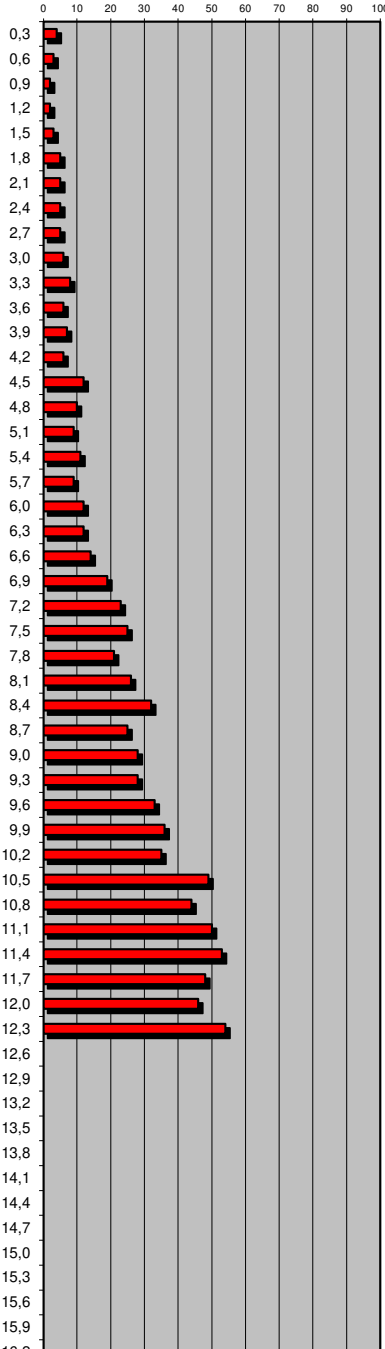
COMMITTENTE:

IL PORTALE SPA

DATA: 10-lug-23

Profundità	N _{Dp}	
0,3	2	0,3
0,6	2	0,6
0,9	1	0,9
1,2	2	1,2
1,5	3	1,5
1,8	3	1,8
2,1	3	2,1
2,4	4	2,4
2,7	3	2,7
3,0	5	3,0
3,3	5	3,3
3,6	10	3,6
3,9	10	3,9
4,2	9	4,2
4,5	7	4,5
4,8	8	4,8
5,1	7	5,1
5,4	9	5,4
5,7	11	5,7
6,0	16	6,0
6,3	20	6,3
6,6	23	6,6
6,9	25	6,9
7,2	26	7,2
7,5	28	7,5
7,8	26	7,8
8,1	28	8,1
8,4	30	8,4
8,7	28	8,7
9,0	31	9,0
9,3	36	9,3
9,6	43	9,6
9,9	49	9,9
10,2	46	10,2
10,5	53	10,5
10,8	50	10,8
11,1	58	11,1
11,4	51	11,4
11,7	60	11,7
12,0	55	12,0
12,3	58	12,3
12,6		12,6
12,9		12,9
13,2		13,2
13,5		13,5
13,8		13,8
14,1		14,1
14,4		14,4
14,7		14,7
15,0		15,0
15,3		15,3
15,6		15,6
15,9		15,9

Costante N _{SPT} /N _{DP}	N _{SPT}	C _E	C _B	C _R	C _S	N ₆₀	γ KN/m ³		σ _v kPa	σ _v Kg/cm ²	C _N (Liao & Whitman, 1986)	N ₁₍₆₀₎
1,16	2	0,9	1,0	0,8	1,0	2	15,04	4,511	4,511	0,05	4,7	2
1,16	2	0,9	1,0	0,8	1,0	2	15,04	4,511	9,022	0,09	3,3	2
1,16	1	0,9	1,0	0,8	1,0	1	14,21	4,2623	13,28	0,14	2,7	1
1,16	2	0,9	1,0	0,8	1,0	2	15,04	4,511	17,8	0,18	2,3	2
1,16	3	0,9	1,0	0,8	1,0	2	15,64	4,6928	22,49	0,23	2,1	2
1,16	3	0,9	1,0	0,8	1,0	2	15,64	4,6928	27,18	0,28	1,9	2
1,16	3	0,9	1,0	0,8	1,0	2	15,64	4,6928	31,87	0,33	1,8	2
1,16	5	0,9	1,0	0,8	1,0	3	16,14	4,8414	36,72	0,37	1,6	3
1,16	3	0,9	1,0	0,8	1,0	2	15,64	4,6928	41,41	0,42	1,5	2
1,16	6	0,9	1,0	0,8	1,0	4	16,56	4,9682	46,38	0,47	1,5	6
1,16	6	0,9	1,0	0,8	1,0	4	16,56	4,9682	51,34	0,52	1,4	5
1,16	12	0,9	1,0	0,8	1,0	8	18,02	5,4058	56,75	0,58	1,3	10
1,16	12	0,9	1,0	0,8	1,0	8	18,02	5,4058	62,16	0,63	1,3	10
1,16	10	0,9	1,0	0,8	1,0	7	17,79	5,3378	67,49	0,69	1,2	8
1,16	8	0,9	1,0	0,9	1,0	6	17,52	5,256	72,75	0,74	1,2	7
1,16	9	0,9	1,0	0,9	1,0	7	17,81	5,3426	78,09	0,80	1,1	8
1,16	8	0,9	1,0	0,9	1,0	6	17,52	5,256	83,35	0,85	1,1	7
1,16	10	0,9	1,0	0,9	1,0	8	18,06	5,4184	88,77	0,91	1,1	8
1,16	13	0,9	1,0	0,9	1,0	10	18,48	5,5438	94,31	0,96	1,0	10
1,16	19	0,9	1,0	0,9	1,0	14	19,18	5,7531	100,1	1,02	1,0	14
1,16	23	0,9	1,0	0,9	1,0	18	19,57	5,8719	105,9	1,08	1,0	17
1,16	27	0,9	1,0	0,9	1,0	20	20,24	6,073	112	1,14	0,9	19
1,16	29	0,9	1,0	0,9	1,0	22	20,40	6,1213	118,1	1,20	0,9	20
1,16	30	0,9	1,0	0,9	1,0	23	20,48	6,1441	124,3	1,27	0,9	20
1,16	32	0,9	1,0	0,9	1,0	25	20,63	6,1875	130,5	1,33	0,9	22
1,16	30	0,9	1,0	0,9	1,0	23	20,48	6,1441	136,6	1,39	0,8	20
1,16	32	0,9	1,0	0,9	1,0	25	20,63	6,1875	142,8	1,46	0,8	21
1,16	35	0,9	1,0	0,9	1,0	27	20,76	6,2282	149	1,52	0,8	22
1,16	32	0,9	1,0	0,9	1,0	25	20,63	6,1875	155,2	1,58	0,8	20
1,16	36	0,9	1,0	0,9	1,0	28	20,83	6,2476	161,5	1,65	0,8	21
1,16	42	0,9	1,0	0,9	1,0	32	21,12	6,337	167,8	1,71	0,8	24
1,16	50	0,9	1,0	0,9	1,0	38	21,48	6,4449	174,2	1,78	0,8	29
1,16	57	0,9	1,0	0,9	1,0	43	21,75	6,5254	180,8	1,84	0,7	32
1,16	53	0,9	1,0	0,9	1,0	41	21,62	6,4863	187,2	1,91	0,7	30
1,16	61	0,9	1,0	1,0	1,0	55	22,25	6,6765	193,9	1,98	0,7	39
1,16	58	0,9	1,0	1,0	1,0	52	22,13	6,6396	200,6	2,05	0,7	37
1,16	67	0,9	1,0	1,0	1,0	61	22,45	6,7339	207,3	2,11	0,7	42
1,16	59	0,9	1,0	1,0	1,0	53	22,17	6,6521	214	2,18	0,7	36
1,16	70	0,9	1,0	1,0	1,0	63	22,52	6,7556	220,7	2,25	0,7	42
1,16	64	0,9	1,0	1,0	1,0	57	22,33	6,7	227,4	2,32	0,7	38
1,16	67	0,9	1,0	1,0	1,0	61	22,45	6,7339	234,1	2,39	0,6	39

dott. Paolo Grimaldi - Studio Ambiente e Geologia Via Sottoripa, 18/B 24068 SERIATE (BG)													PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT N° 4												
COMUNE: BERGAMO- LONGUELO- VIA LOCHIS													COMMITTENTE: IL PORTALE SPA												
DATA: 10-lug-23																									
Profondità	N _{DP}												Costante N _{SPT} /N _{DP}	N _{SPT}	C _E	C _S	C _R	C _S	N ₆₀	γ KN/m³	σ _v kPa	σ _v Kg/cm²	C _N (Liao &Whitman, 1986)	N ₁₍₆₀₎	
0,3	4												1,16	5	0,9	1	0,8	1	3	16,14	4,841	0,05	4,5	3	
0,6	3												1,16	3	0,9	1	0,8	1	2	15,64	9,534	0,10	3,2	2	
0,9	2												1,16	2	0,9	1	0,8	1	2	15,04	14,05	0,14	2,6	2	
1,2	2												1,16	2	0,9	1	0,8	1	2	15,04	18,56	0,19	2,3	2	
1,5	3												1,16	3	0,9	1	0,8	1	2	15,64	23,25	0,24	2,1	2	
1,8	5												1,16	6	0,9	1	0,8	1,0	4	16,56	28,22	0,29	1,9	4	
2,1	5												1,16	6	0,9	1	0,8	1,0	4	16,56	33,19	0,34	1,7	4	
2,4	5												1,16	6	0,9	1	0,8	1,0	4	16,56	38,15	0,39	1,6	4	
2,7	5												1,16	6	0,9	1	0,8	1,0	4	16,56	43,12	0,44	1,5	4	
3,0	6												1,16	7	0,9	1	0,8	1,0	5	16,93	48,2	0,49	1,4	7	
3,3	8												1,16	9	0,9	1	0,8	1,0	6	17,54	53,46	0,55	1,4	8	
3,6	6												1,16	7	0,9	1	0,8	1,0	5	16,93	58,54	0,60	1,3	6	
3,9	7												1,16	8	0,9	1	0,8	1,0	5	17,25	63,72	0,65	1,2	7	
4,2	6												1,16	7	0,9	1	0,8	1,0	5	16,93	68,79	0,70	1,2	6	
4,5	12												1,16	14	0,9	1	0,9	1,0	11	18,65	74,39	0,76	1,1	12	
4,8	10												1,16	12	0,9	1	0,9	1,0	9	18,28	79,87	0,81	1,1	10	
5,1	9												1,16	10	0,9	1	0,9	1,0	8	18,06	85,29	0,87	1,1	9	
5,4	11												1,16	13	0,9	1	0,9	1,0	10	18,48	90,84	0,93	1,0	10	
5,7	9												1,16	10	0,9	1	0,9	1,0	8	18,06	96,26	0,98	1,0	8	
6,0	12												1,16	14	0,9	1	0,9	1,0	11	18,65	101,9	1,04	1,0	10	
6,3	12												1,16	14	0,9	1	0,9	1,0	11	18,65	107,4	1,10	1,0	10	
6,6	14												1,16	16	0,9	1	1,0	1,0	14	19,14	113,2	1,15	0,9	13	
6,9	19												1,16	22	0,9	1	1,0	1,0	19	19,70	119,1	1,21	0,9	17	
7,2	23												1,16	27	0,9	1	1,0	1,0	23	20,46	125,2	1,28	0,9	20	
7,5	25												1,16	29	0,9	1	1,0	1,0	25	20,62	131,4	1,34	0,9	21	
7,8	21												1,16	24	0,9	1	1,0	1,0	21	20,28	137,5	1,40	0,8	18	
8,1	26												1,16	30	0,9	1	1,0	1,0	26	20,70	143,7	1,47	0,8	21	
8,4	32												1,16	37	0,9	1	1,0	1,0	32	21,11	150	1,53	0,8	26	
8,7	25												1,16	29	0,9	1	1,0	1,0	25	20,62	156,2	1,59	0,8	20	
9,0	28												1,16	32	0,9	1	1,0	1,0	28	20,84	162,5	1,66	0,8	22	
9,3	28												1,16	32	0,9	1	1,0	1,0	28	20,84	168,7	1,72	0,8	21	
9,6	33												1,16	38	0,9	1	1,0	1,0	34	21,28	175,1	1,79	0,7	26	
9,9	36												1,16	42	0,9	1	1,0	1,0	38	21,45	181,6	1,85	0,7	28	
10,2	35												1,16	41	0,9	1	1,0	1,0	37	21,39	188	1,92	0,7	26	
10,5	49												1,16	57	0,9	1	1,0	1,0	51	22,09	194,6	1,98	0,7	36	
10,8	44												1,16	51	0,9	1	1,0	1,0	46	21,86	201,2	2,05	0,7	32	
11,1	50												1,16	58	0,9	1	1,0	1,0	52	22,13	207,8	2,12	0,7	36	
11,4	53												1,16	61	0,9	1	1,0	1,0	55	22,25	214,5	2,19	0,7	37	
11,7	48												1,16	56	0,9	1	1,0	1,0	50	22,05	221,1	2,25	0,7	33	
12,0	46												1,16	53	0,9	1	1,0	1,0	48	21,96	227,7	2,32	0,7	32	
12,3	54												1,16	63	0,9	1	1,0	1,0	56	22,29	234,4	2,39	0,6	36	
12,6																									
12,9																									
13,2																									
13,5																									
13,8																									
14,1																									
14,4																									
14,7																									
15,0																									
15,3																									
15,6																									
15,9																									
16,2																									

ALLEGATO 7

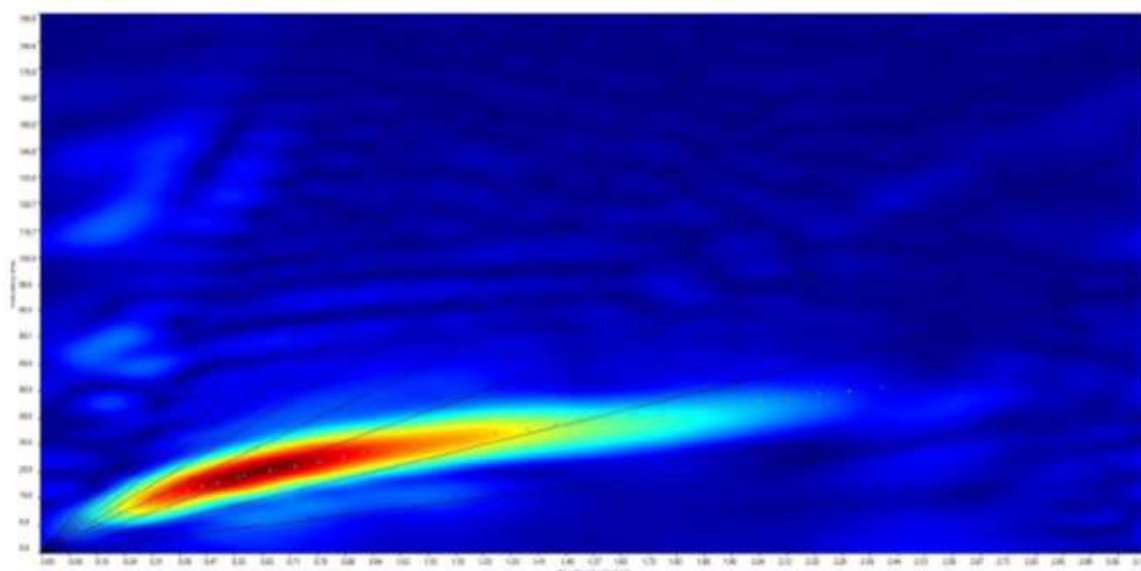
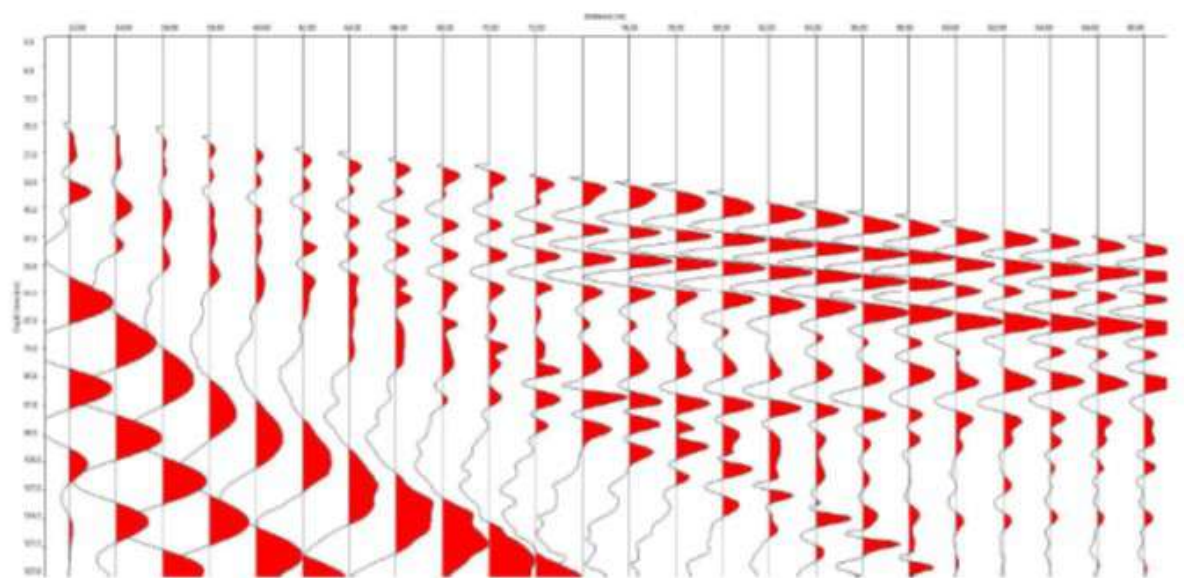
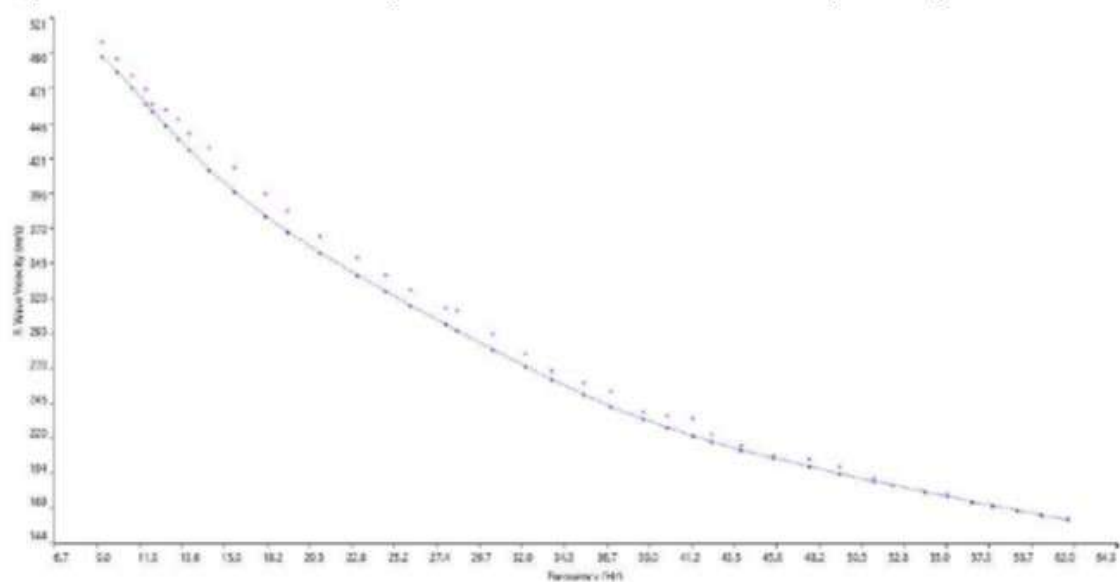
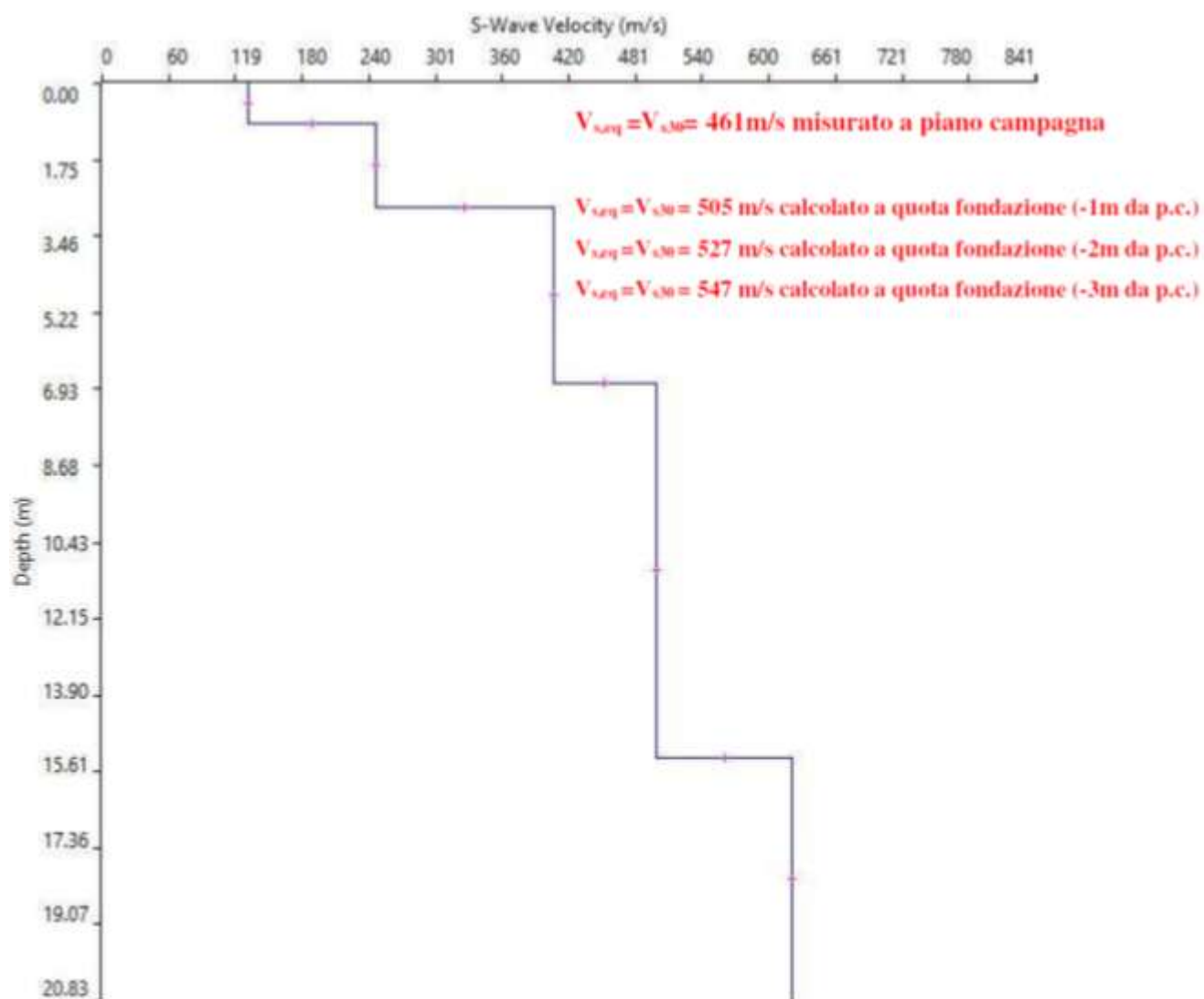


Figura 4 – Stendimento MASW-01 - Comparazione tra i valori misurati e la curva di dispersione sperimentale.



		Thickness	Depth		Vs	Vp	Poisson	Density
Layer 1	□	0.90	0.00	□	131	262	0.333	1.800
Layer 2	□	1.90	0.90	□	247	494	0.333	1.800
Layer 3	□	4.00	2.80	□	406	811	0.333	1.800
Layer 4	□	8.50	6.80	□	499	997	0.333	1.800
Layer 5	□	INF	15.30	□	622	1243	0.333	1.800



ALLEGATO 8

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE - FORMULA DI BRINCH-HANSEN

DATA: lug-23
CANTIERE: BERGAMO -VIA LOCHIS
INTERVENTO: COSTRUZIONE EDIFICI RESIDENZIALI
TIPO DI FONDAZIONE: NASTRIFORMI

COMBINAZIONE 1

Parametri	Simboli	Unità di misura	Ipotesi 1	Ipotesi 2	Ipotesi 3	Ipotesi 4	Ipotesi 5
Coesione	c	kPa	50,00	50,00	50,00	50,00	50,00
Peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione	γ	kN/m ³	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00
Peso di volume terreno sopra il piano di fondazione	γ'	kN/m ³	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00
Profondità di immersione	Df	m	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50
Larghezza fondazione	B	m	0,50	0,70	0,80	0,90	1,00
Lunghezza della fondazione	L	m	2,50	3,50	4,00	4,50	5,00
Inclinazione del pendio (+ se diretta verso il basso)	β	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Inclinazione piano di fondazione sull'orizzontale	η	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Angolo di resistenza al taglio	φ°	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sovraccarico ai lati della fondazione	q	kPa	59,50	59,50	59,50	59,50	59,50
Coeff. per fattore di profondità	k	adim.	1,43	1,37	1,35	1,32	1,29
Carico verticale totale sulla fondazione	V	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Componente orizzontale del carico	H	kN	62,50	122,50	160,00	202,50	250,00
Eccentricità asse x	e _x	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eccentricità asse y	e _y	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Dimensione efficace fondazione	B'	m	0,50	0,70	0,80	0,90	1,00
Dimensione efficace fondazione	L'	m	2,50	3,50	4,00	4,50	5,00
Area efficace della fondazione	A _r	m ²	1,25	2,45	3,20	4,05	5,00
Fattori capacità portante	N _c	adim.	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14
	N _q	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	N γ	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Fattore di forma	s' _c ($\varphi=0$)	adim.	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
	s _c	adim.	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04
	s γ	adim.	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92
	s _q	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di profondità	d' _c ($\varphi=0$)	adim.	0,57	0,55	0,54	0,53	0,52
	d _c	adim.	1,57	1,55	1,54	1,53	1,52
	d γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	d _q	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di inclinazione del carico	i' _c ($\varphi=0$)	adim.					
	i _c	adim.					
	i γ	adim.					
	i _q	adim.					
Fattore di inclinazione sul pendio	g' _c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	g _c	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	g γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	g _q	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di inclinazione del piano di fondazione	b' _c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	b _c	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	b _q	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	b γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di sicurezza	F _s	adim.	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
CAPACITA' PORTANTE LIMITE	kPa		473,67	467,97	465,16	462,38	459,65
	t/m ²		48,30	47,72	47,43	47,15	46,87
	Kg/cm ²		4,83	4,77	4,74	4,71	4,69
CAPACITA' PORTANTE AMMISSIBILE	kPa		157,89	155,99	155,05	154,13	153,22
	t/m ²		16,10	15,91	15,81	15,72	15,62
	Kg/cm ²		1,61	1,59	1,58	1,57	1,56

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE - FORMULA DI BRINCH-HANSEN

DATA: lug-23
CANTIERE: BERGAMO -VIA LOCHIS
INTERVENTO: COSTRUZIONE EDIFICI RESIDENZIALI
TIPO DI FONDAZIONE: NASTRIFORMI

COMBINAZIONE 2

Parametri	Simboli	Unità di misura	Ipotesi 1	Ipotesi 2	Ipotesi 2	Ipotesi 4	Ipotesi 5
Coesione	c	kPa	35,71	35,71	35,71	35,71	35,71
Peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione	γ	kN/m ³	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00
Peso di volume terreno sopra il piano di fondazione	γ'	kN/m ³	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00
Profondità di immersione	Df	m	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50
Larghezza fondazione	B	m	0,50	0,70	0,80	0,90	1,00
Lunghezza della fondazione	L	m	2,50	3,50	4,00	4,50	5,00
Inclinazione del pendio (+ se diretta verso il basso)	β	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Inclinazione piano di fondazione sull'orizzontale	η	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Angolo di resistenza al taglio	φ°	gradi	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sovraccarico ai lati della fondazione	q	kPa	59,50	59,50	59,50	59,50	59,50
Coeff. per fattore di profondità	k	adim.	1,43	1,37	1,35	1,32	1,29
Carico verticale totale sulla fondazione	V	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Componente orizzontale del carico	H	kN	44,64	87,49	114,27	144,63	178,55
Eccentricità asse x	e _x	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Eccentricità asse y	e _y	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Dimensione efficace fondazione	B'	m	0,50	0,70	0,80	0,90	1,00
Dimensione efficace fondazione	L'	m	2,50	3,50	4,00	4,50	5,00
Area efficace della fondazione	A _r	m ²	1,25	2,45	3,20	4,05	5,00
Fattori capacità portante	N _c	adim.	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14
	N _q	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	N γ	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Fattore di forma	s' _c ($\varphi=0$)	adim.	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
	s _c	adim.	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04
	s γ	adim.	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92
	s _q	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di profondità	d' _c ($\varphi=0$)	adim.	0,57	0,55	0,54	0,53	0,52
	d _c	adim.	1,57	1,55	1,54	1,53	1,52
	d γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	d _q	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di inclinazione del carico	i' _c ($\varphi=0$)	adim.					
	i _c	adim.					
	i γ	adim.					
	i _q	adim.					
Fattore di inclinazione sul pendio	g' _c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	g _c	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	g γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	g _q	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di inclinazione del piano di fondazione	b' _c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	b _c	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	b _q	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	b γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Fattore di sicurezza	Fs	adim.	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
CAPACITA' PORTANTE LIMITE	kPa		355,30	351,23	349,22	347,24	345,29
	t/m ²		36,23	35,81	35,61	35,41	35,21
	Kg/cm ²		3,62	3,58	3,56	3,54	3,52
CAPACITA' PORTANTE AMMISSIBILE	kPa		118,43	117,08	116,41	115,75	115,10
	t/m ²		12,08	11,94	11,87	11,80	11,74
	Kg/cm ²		1,21	1,19	1,19	1,18	1,17

ALLEGATO 9

CALCOLO DEI CEDIMENTI - TEORIA DELL'ELASTICITA'

DATA:

luglio-23

CANTIERE:

BERGAMO -VIA LOCHIS

INTERVENTO:

CONSTRUZIONE EDIFICI RESIDENZIALI

TIPO DI FONDAZIONE:

NASTRIFORMI

$$\Delta H = q_o B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_s I_F$$

CALCOLO PER FONDAZIONI NASTRIFORMI, QUADRATE E PLATEE

Parametri geotecnici e geometrici			Valori				
q	Intensità di pressione di contatto	KPa	473,7	468,0	465,2	462,4	459,6
H ₁	Spessore dello strato compressibile - 1	m	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Es ₁	Modulo elastico strato compressibile 1	KPa	5900,0	5900,0	5900,0	5900,0	5900,0
H ₂	Spessore dello strato compressibile - 2	m	1,5	2,1	2,1	2,1	2,1
Es ₂	Modulo elastico strato compressibile 2	KPa	7500	7500	7500	7500	7500
H ₃	Spessore dello strato compressibile - 3	m		0,4	0,9	1,4	1,9
Es ₃	Modulo elastico strato compressibile 3	KPa		13200	13200	13200	13200
H ₄	Spessore dello strato compressibile - 4	m					
Es ₄	Modulo elastico strato compressibile 4	KPa					
H ₅	Spessore dello strato compressibile - 5	m					
Es	Modulo elastico strato compressibile 5	KPa					
H ₆	Spessore dello strato compressibile - 6	m					
Es	Modulo elastico strato compressibile 6	KPa					
H ₇	Spessore dello strato compressibile - 7	m					
Es	Modulo elastico strato compressibile 7	KPa					
Es ₆	Modulo elastico strato compressibile in cui è calcolato il cedimento	KPa	6860	7694	8383	8918	9346
μ	Coefficiente di Poisson	Adim.	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
H	Spessore dello strato compressibile	m	2,5	3,5	4,0	4,5	5,0
D	Profondità del piano di posa	m	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
B	Larghezza della fondazione (lato corto)	m	0,5	0,7	0,8	0,9	1,0
L	Lunghezza della fondazione	m	2,5	3,5	4,0	4,5	5,0
Calcolo del cedimento al centro della fondazione							
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
H/B	Rapporto spessore strato-semilarghezza fondazione	adim.	10,000	10,000	10,000	10,000	10,000
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	7,000	5,000	4,375	3,889	3,500
I ₁	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,758	0,758	0,758	0,758	0,758
I ₂	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071
I _s	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) I1*	adim.	0,781	0,781	0,781	0,781	0,781
I _F	Coefficiente di influenza (Fox)	adim.	0,575	0,600	0,610	0,6250	0,650
ΔH	Cedimento al centro della fondazione	mm	26,056	33,528	35,544	38,281	41,960
Calcolo del cedimento allo spigolo della fondazione							
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
H/B	Rapporto spessore strato-larghezza fondazione	adim.	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	7,000	5,000	4,375	3,889	3,500
I ₁	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,552	0,552	0,552	0,552	0,552
I ₂	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111
I _s	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,589	0,589	0,589	0,589	0,589
I _F	Coefficiente di influenza (Fox) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,575	0,600	0,610	0,625	0,650
ΔH	Cedimento allo spigolo della fondazione	mm	9,817	12,632	13,391	14,423	15,809

CALCOLO DEI CEDIMENTI - TEORIA DELL'ELASTICITA'

DATA:

luglio-23

CANTIERE:

BERGAMO -VIA LOCHIS

INTERVENTO:

COSTRUZIONE EDIFICI RESIDENZIALI

TIPO DI FONDAZIONE:

NASTRIFORMI

$$\Delta H = q_o B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} I_s I_F$$

AZIONI SISMICHE

CALCOLO PER FONDAZIONI NASTRIFORMI, QUADRATE E PLATEE

Parametri geotecnici e geometrici			Valori				
q	Intensità di pressione di contatto	KPa	470,8	465,1	462,3	459,6	456,9
H ₁	Spessore dello strato compressibile - 1	m	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Es ₁	Modulo elastico strato compressibile 1	KPa	5.900	5.900	5.900	5.900	5.900
H ₂	Spessore dello strato compressibile - 2	m	1,50	2,10	2,10	2,10	2,10
Es ₂	Modulo elastico strato compressibile 2	KPa	7.500	7.500	7.500	7.500	7.500
H ₃	Spessore dello strato compressibile - 3	m		0,40	0,90	1,40	1,90
Es ₃	Modulo elastico strato compressibile 3	KPa		13.200	13.200	13.200	13.200
H ₄	Spessore dello strato compressibile - 4	m					
Es ₄	Modulo elastico strato compressibile 4	KPa					
H ₅	Spessore dello strato compressibile - 5	m					
Es	Modulo elastico strato compressibile 5	KPa					
Es ₆	Modulo elastico strato compressibile in cui è calcolato il cedimento	KPa	6860	7694	8383	8918	9346
μ	Coefficiente di Poisson	Adim.	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
H	Spessore dello strato compressibile	m	2,5	3,5	4,0	4,5	5,0
D	Profondità del piano di posa	m	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
B	Larghezza della fondazione (lato corto)	m	0,5	0,7	0,8	0,9	1,0
L	Lunghezza della fondazione	m	2,5	3,5	4,0	4,5	5,0
Calcolo del cedimento al centro della fondazione							
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
H/B	Rapporto spessore strato-semilarghezza fondazione	adim.	10,000	10,000	10,000	10,000	10,000
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	7,000	5,000	4,375	3,889	3,500
I ₁	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,758	0,758	0,758	0,758	0,758
I ₂	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,071	0,071	0,071	0,071	0,071
I _s	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) I1*	adim.	0,781	0,781	0,781	0,781	0,781
I _F	Coefficiente di influenza (Fox)	adim.	0,575	0,600	0,610	0,625	0,650
ΔH	Cedimento al centro della fondazione	mm	25,898	33,324	35,328	38,048	41,704
Calcolo del cedimento allo spigolo della fondazione							
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
H/B	Rapporto spessore strato-larghezza fondazione	adim.	5,000	5,000	5,000	5,000	5,000
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	7,000	5,000	4,375	3,889	3,500
I ₁	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,552	0,552	0,552	0,552	0,552
I ₂	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111
I _s	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,589	0,589	0,589	0,589	0,589
I _F	Coefficiente di influenza (Fox) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,575	0,600	0,610	0,625	0,650
ΔH	Cedimento allo spigolo della fondazione	mm	9,757	12,555	13,310	14,335	15,712