

Comune di Lovere

Regione Lombardia - Provincia di Bergamo

Comune di Lovere, via G. Marconi 19 – 24065 Lovere (BG)

NUOVA PISTA CICLO-PEDONALE DA VIA NAZIONALE – VIA BERGAMO A VIA PAGLIA

PROGETTO ESECUTIVO	RELAZIONE GEOLOGICO - GEOTECNICA	ALLEGATO B.2	DATA Dicembre 2019

Firme

GRUPPO TECNICO

Architettura e Paesaggio

Architetto Bonetti Fabio

Architetto Beber Alessandro

Architetto Beltracchi Giancarlo

Strutture

Ingegnere Toigo Alex

Geologia

Geologo Grimaldi Paolo

Progetto Illuminotecnico

Per. Ind. Titta Gianfranco

**PROVINCIA DI BERGAMO
COMUNE DI LOVERE**

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Opere relative a:	NUOVO MARCIAPIEDE
Località:	VIA NAZIONALE – LOVERE (BG)
Committente	AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI LOVERE (BG)
Data	10 MARZO 2019
Riferimenti	Rel. 017_2018
Il Tecnico	DOTT. GEOLOGO PAOLO GRIMALDI



INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3	STUDI E INDAGINI DI RIFERIMENTO	4
3.1	<i>DATI BIBLIOGRAFICI</i>	4
3.2	<i>INDAGINI GEOTECNICHE EFFETTUATE IN SITO</i>	4
4	RELAZIONE GEOLOGICA	5
4.1	<i>INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E UBICAZIONE DEL SITO</i>	5
4.2	<i>GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA DELLA ZONA</i>	5
	<i>GEOMORFOLOGIA</i>	5
	<i>GEOLOGIA E LITOLOGIA</i>	5
4.3	<i>IDROGEOLOGIA</i>	8
	<i>ACQUA NEL SOTTOSUOLO</i>	8
	<i>PERMEABILITÀ</i> 8	
4.4	<i>SISMICITÀ DELL'AREA</i>	9
	<i>AZIONE SISMICA</i>	9
4.5	<i>PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE</i>	13
	<i>CATEGORIA SISMICA DEI SUOLI</i>	13
	<i>CONDIZIONI TOPOGRAFICHE</i>	14
	<i>PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE</i>	14
	<i>LIQUEFACIBILITÀ DEI TERRENI</i>	14
4.6	<i>FATTIBILITÀ GEOLOGICA</i>	15
4.7	<i>VINCOLI</i>	15
5	CONCLUSIONI RELAZIONE GEOLOGICA – GIUDIZIO DI FATTIBILITÀ	16
6	RELAZIONE GEOTECNICA	17
6.1	<i>STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO SULLA BASE DELLE PROVE SCPT</i>	17
6.2	<i>STIMA DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI – MODELLO GEOTECNICO DEL SITO</i>	17
7	METODI DI CALCOLO GEOTECNICO ADOTTATI	21
7.1	<i>CARATTERIZZAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI</i>	21
7.2	<i>FONDAZIONI SUPERFICIALI</i>	21
7.3	<i>CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO</i>	23
7.4	<i>STIMA DEI CEDIMENTI</i>	23
7.5	<i>COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO</i>	25
8	RISULTATI DEI CALCOLI	26
9	PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE	27
10	CONCLUSIONI	29
10.1	<i>RIASSUNTO</i>	29
10.2	<i>PRESCRIZIONI E AVVERTENZE</i>	30
11	ALLEGATI	31

INDICE DELLE TABELLE

TABELLA 1: CATEGORIE TOPOGRAFICHE.....	14
TABELLA 2. PARAMETRI GEOTECNICI – PROVA N. 1	19
TABELLA 3. PARAMETRI GEOTECNICI – PROVA N. 2.....	19
TABELLA 4. CAPACITÀ PORTANTE.....	26
TABELLA 5. VALORI DEI CEDIMENTI	26
TABELLA 6. CAPACITÀ PORTANTE – AZIONI SISMICHE	27
TABELLA 7: VALORI DEI CEDIMENTI– AZIONI SISMICHE.....	28

1 PREMESSA

La presente relazione si riferisce ad un'area situata nel Comune di Lovere, al confine con il Comune di Castro, in cui è prevista la realizzazione di un nuovo marciapiede, lungo il tracciato di Via Nazionale; 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:** viene riportata la descrizione delle indagini effettuate sul sito e del materiale bibliografico esistente consultato al fine di ricavare i dati geologici e geologico-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 dei progetti che interesseranno la 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 condotte nel sottosuolo.
- 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 dei terreni presenti, necessari al fine di progettare interventi di progetto

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **Decreto ministeriale 14.01.2008** – Testo Unico – Norme Tecniche per le Costruzioni
- **Consiglio superiore dei Lavori Pubblici** – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche delle Costruzioni" di cui al D.M. 14.01.2008. Circolare 2 febbraio 2009
- **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:

- Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 – Foglio 34 "Breno"
- Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000 – Foglio 78 "Breno"
- Carta Geologica della Provincia di Bergamo alla scala 1:50.000
- Studio Geologico del territorio Comunale a supporto del PGT

3.2 INDAGINI GEOTECNICHE EFFETTUATE IN SITO

Al fine di approfondire le conoscenze geotecniche del luogo di indagine, è stata effettuata una campagna di indagini in situ con l'effettuazione delle seguenti prove geotecniche:

- Esecuzione di n° 2 prove penetrometriche dinamiche SCPT, eseguite in corrispondenza di Via Nazionale, al fine di valutare la resistenza alla penetrazione in termini di numero di colpi necessari per un determinato avanzamento di una batteria di aste nel terreno. Il posizionamento delle prove penetrometriche dinamiche è stato riportato nell'**allegato 6** Le prove sono state spinte fino ad una profondità tale da valutare le caratteristiche geotecniche dei terreni potenzialmente influenzati dai carichi imposti mediante le fondazioni in progetto; essa si interrompono quando l'avanzamento di 30 cm del dispositivo di penetrazione non si è realizzato 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 [Kg]	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 esterno delle aste [mm]	34
Penetrazione standard N [cm]	30

In **allegato 7** sono riportati i diagrammi delle prove effettuate riportanti l'andamento dei colpi in profondità.

4 RELAZIONE GEOLOGICA

4.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E UBICAZIONE DEL SITO

La zona oggetto della presente relazione, riscontrabile sulla corografia riportata in **allegato 1** alla presente relazione, è ubicata nella zona sud-occidentale del territorio comunale di Lovere (BG), in corrispondenza di Via Nazionale, ex SS 42, al margine orientale della Provincia di Bergamo; tale infrastruttura, posta al confine con il territorio comunale di Castro, mette in collegamento il centro abitato di Lovere, posto in riva al Lago d'Iseo, con la viabilità di collegamento con Clusone e con il capoluogo Provinciale .

4.2 GEOLOGIA, GEOMORFOLOGIA E IDROGEOLOGIA DELLA ZONA

GEOMORFOLOGIA

La zona in esame è ubicata in un ambito alquanto complesso dal punto di vista delle forme che contraddistinguono il territorio e degli agenti che ne hanno governato l'evoluzione: l'ambito fisiografico è quello ormai tipicamente montano, in relazioni agli importanti dslivelli di quote che si riscontrano nella zona in esame: a topografia infatti è notevolmente variabile già in corrispondenza dell'infrastruttura presso cui si intende realizzare il progetto di realizzazione del marciapiede, da momento che, con direzione nord-est sud-ovest, passa da una quota di 216 m.s.l.m, in corrispondenza del parco del villaggio Colombera fino a 258 m.s.l.m all'incrocio con la S.P. per Clusone, in una distanza lineare di poco più di 500 metri lineari; all'intorno si osservano cocuzzoli che arrivano fino a 320 m.s.l.m. e, in direzione est, un pendio che scende fino alla riva del lago di Iseo ad una quota di circa 195 m.s.l.m. in direzione nord le quote incrementano con acclività anche importanti fino a oltre 1000 m.s.l.m al confine nord del territorio comunale. Tali gradienti importanti sono l'effetto dell'assetto tettonico della zona dell'Alto Sebino, che è inserita in un ambito geologico che è stato sottoposto agli effetti tettonici dell'orogenesi alpina, con coinvolgimento delle formazioni rocciose in effetti plicativi e deformativi che hanno determinato l'attuale assetto topografico alquanto movimentato.

La topografia accidentata risulta comunque modellata in seguito all'azione svolta dal ghiacciaio camuno, il cui effetto più evidente risulta essere il lago di Iseo, profonda incisione scavata la ghiacciaio riempita d'acqua. In corrispondenza delle sponde del lago, con particolare riferimento a quella occidentale dove sorge l'abitato di Lovere, sono evidenti le azioni svolte dal ghiacciaio stesso direttamente sulle rocce della successione mesozoica, e indirettamente mediante la deposizione di materiali abrasivi dal substrato e depositi in corrispondenza del fondo del ghiacciaio stesso, riempiendo in alcuni casi conche presenti nelle irregolarità del substrato roccioso.

Nella zona in esame si riscontrano anche fenomeni di degrado del substrato roccioso in seguito a processi di versante, connessi con dissoluzione di rocce evaporitiche (area Trello-Cornasola), senza che però l'area interessata dal progetto ne sia direttamente interessata.

Diffusi sul territorio sono inoltre i fenomeni di carsismo, che interessano prevalentemente rocce calcaree e dolomitiche presenti a quote superiori rispetto a quelle di fondovalle in cui si colloca l'intervento di realizzazione del marciapiede.

Nella zona, in stretta relazione con l'ambito di indagine, appare infine particolarmente significativa l'azione esercitata dal torrente Borlezza, il quale in corrispondenza del zona ovest dell'area di progetto, a sud del percorso stradale di Via Nazionale, ha scavato una forra alquanto profonda all'interno della quale è ospitato l'alveo torrentizio del corso d'acqua.

GEOLOGIA E LITOLOGIA

La zona dell'alto Sebino, con particolare riferimento al territorio comunale di Lovere, è inserita nel comparto geologico delle Alpi Meridionali o Sudalpino, ed è interessata dalla presenza di una successione sedimentaria tardo triassica la quale risulta completamente coinvolta nelle varie fasi tettoniche connesse con la formazione della catena alpina; l'ambito

del comparto delle Alpi Meridionali posto in sponda destra dell'Oglio, a cui si può ascrivere la zona in esame, è inserito nel Parautocono Bergamasco, ad indicare volumi di rocce che sono spostati dalla propria area di formazione in quantità molto minore rispetto alle rocce circostanti.

Da un punto di vista strutturale il Parautocono è caratterizzato da un assetto geometrico nei suoi tratti generali alquanto semplice, dal momento che presenta una giacitura grossolanamente monoclinale, immergente verso nord-est, sezionato da varie faglie la più importante delle quali decorre lungo la Valle Supine in Comune di Costa Volpino. Si sottolinea che in corrispondenza della zona in esame, a nord, è presente uno di questi elementi di dislocazione che assume un carattere molto localizzato, senza interessare lo stretto ambito di indagine.

Dal punto di vista stratigrafico e litologico, la zona in esame è impostato su un substrato roccioso costituito dalla **Formazione di Castro Sebino (CSO)**. Essa corrisponde alle 'Brecce Basali' della Dolomia Principale (Curioni, 1877) segnalate in seguito, anche sotto nomi diversi e in altri settori lombardi da Assereto & Casati (1965), Rossetti (1966a, 1966b), Boni & Cassinis (1973), Gaetani (1985), Gaetani et alii (1987). La Formazione di Castro Sebino si presenta in due lito-facies, peraltro non distinte cartograficamente:

- a) Facies tipica (Litofacies superiore) costituita da due litotipi:
 - Brecce calcaree massicce intraformazionali: brecce carbonatiche sinsedimentarie, eterometriche e caotiche, ricristallizzate, di colore da grigio a nocciola con caratteristiche screziature marroncine quelle calcaree e grigio-scuro quelle dolomitiche. Non è presente alcuna stratificazione.
 - Brecce dolomitiche intraformazionali in banchi massicci: sono in generale subordinate rispetto a quelle calcaree e affiorano in modo sporadico sui monti Tauggine e Scanapà e sul Monte di Lovere;
- b) Litofacies inferiore dolomie terrose evaporitiche con intercalazioni di brecce

Lo spessore totale della Formazione di Castro Sebino in gran parte dell'area non è valutabile a causa dell'assenza del limite di tetto; in una sezione passante per il Pian delle Città si calcola uno spessore di circa 380 m, mentre in una sezione passante per la Valle dei Mulini, ove il tetto affiora, è di circa 250 m. Sul versante orientale dei monti Pora e Alto è stimabile in circa 350 m.

Il limite di letto con la formazione di San Giovanni Bianco è raramente esposto in quanto la Formazione di Castro Sebino forma versanti dirupati alla base dei quali si accumulano detriti provenienti dalle pareti soprastanti che coprono il limite. In prossimità di tale contatto si nota comunque un arricchimento delle brecce della Formazione di Castro Sebino in clasti siltitici, dolomitici e di carniole di chiara provenienza dalla formazione sottostante: ciò avvalorava l'ipotesi di un meccanismo di deposizione in massa con parziale erosione del letto.

Il limite di tetto è visibile in modo chiaro all'imbocco della Valle dei Molini, presso la chiesa di San Pietro: qui affiorano calcari micritici grigio-scuro con stratificazione da decimetrica a indistinta, che fanno passaggio verso l'alto a dolomie scure zonate tipiche della Dolomia Principale basale. Età: Carnico superiore – Norico inferiore.

La litofacies superiore interessa direttamente la zona in esame, nel tratto stradale compreso tra la rotonda posta all'ingresso del Comune di Lovere (intersezione tra SP per Clusone e Via Nazionale) fino all'incrocio con Via Bergamo: in particolare la roccia non sembra presentare segni di stratificazione evidente e appare come una breccia completamente ricristallizzata al di sotto della patina superficiale di alterazione.

Al di sopra di tale substrato roccioso si sono depositate formazioni continentali quaternarie:

Il Ceppo di Poltragno (PLR) - Diamictiti massive a supporto di matrice con blocchi sino a plurimetrici angolosi; conglomerati clinostratificati a supporto clastico o di matrice fine, con clasti eterometrici angolosi di dolomie carnico-noriche e sporadici elementi silicatici alterati (depositi di versante e di frana). Completamente litificate; sparsi clasti con nucleo argillificato e cortex non alterato. Troncate verso monte dall'erosione e prive di versante di alimentazione.

Singoli litosomi, non correlabili fra di loro ma con caratteristiche analoghe, fra Piànico e Poltragno, alla Rocca di Castro e sul versante sinistro della valle sopra Lovere.

SUPERFICI LIMITE E RAPPORTI STRATIGRAFICI - Superficie limite inferiore su Dolomia Principale dislocata per gravità; superficie limite superiore erosionale, ammantata localmente da depositi glaciali attribuiti al sintema di Cantù. Il litosoma appare svincolato dalla morfologia attuale, con assenza di versante di alimentazione a monte, e costituisce parte dei dossi dislocati per gravità dell'area fra Piànico e Castro, sui quali appoggia lateralmente la formazione di Pianico.

LITOLOGIA - Conglomerati clinostatificati a supporto clastico con matrice fine carbonatica, passante a supporto di matrice in alcuni banchi; clasti angolosi malselezionati, da centimetrici a decimetrici (depositi di versante). Diamictiti massive a supporto di matrice fine carbonatica litificata, con clasti angolosi da centimetrici sino a blocchi plurimetrici, in ammassi caotici di estensione mal de-finibile a causa della copertura (depositi di frana). Clasti dolomitici e subordinatamente calcarei, provenienti dalla successione carnico-norica del monte Clemo, con sporadici silicoclasti esotici alterati. Depositati completamente litificati. Entro le diamictiti massive, sparsi clasti sino a pluricentimetrici con nucleo argillificato o disciolto e guscio esterno non alterato.

depositi costituiscono placche isolate dall'erosione, su dossi in dolomie dislocati per gravità. I depositi clinostatificati di Piànico e Poltragno, con immersione verso NE e inclinazione sino a 45°, si appoggiano al dosso di Piànico, completamente separato dal versante principale, e lo ammantano sino quasi alla sommità, mancando quindi dell'originario versante di alimentazione. Depositati massivi con mega-blocchi occupano su ambedue i lati della valle attuale l'area fra Poltragno e il bivio per Lovere, profondamente incisi dalla forra del Tinazzo, larga in alcuni tratti non più di un metro. Le geometrie osservabili indicano una messa in posto dei depositi assieme alla dislocazione per gravità delle porzioni di versante che ammantano; l'intero scivolamento del versante deve aver ostruito lo sbocco della Val Borlezza verso il Lago, costringendo il corso d'acqua a scavarsi l'angusta forra attuale.

ETÀ - In base alle relazioni con le altre unità presenti nell'area, si può ipotizzare una messa in posto successiva ad almeno un'avanzata glaciale, ed anteriore alla deposizione della formazione di Piànico, quindi entro un generico intervallo di tempo compreso tra il Gelasiano e il Calabriano.

Sintema di Cantù (LCN): è costituito da depositi glaciali e di contatto glaciale.

- Till d'alloggiamento: diamicton massivi a supporto di matrice limosa sovra-consolidata, con sparsi clasti da centimetrici a metrici subarrotondati, sagomati e spesso striati.
- Till d'ablazione: diamicton massivi a supporto di matrice sabbiosa o sabbioso-limosa con abbondanti clasti mal selezionati, da centimetrici a metrici, da subangolosi a subarrotondati.
- Depositati di contatto glaciale: limi argillosi massivi nocciola, con rari clasti da subangolosi a subarrotondati, di dimensioni massime decimetriche; intercalate lenti di diamicton massivi a supporto di matrice con sparsi clasti.
- Depositati da trasporto in massa: diamicton massivi a supporto di matrice con clasti della successione anisico-carnica locale, e sparsi esotici rielaborati da depositi glaciali precedenti.

Clasti alimentati dall'alta Val Camonica, con litotipi della successione permotriassica in percentuale crescente spostandosi verso meridione, a scapito dei litotipi del basamento metamorfico e di subordinate magmatiti dal corpo intrusivo dell'Adamello.

MORFOLOGIA E PALEOGEOGRAFIA: lungo il versante destro la successione carbonatica triassica dà luogo a estese fasce a acclività elevata, sino a subverticali, con sottili cornici e ridotte superfici poco inclinate atte alla deposizione di sedimenti. Ove presenti, i depositi glaciali formano estese coperture in genere prive di forma propria, in gran parte successivamente rimobilizzate su breve distanza da fenomeni gravitativi (colate, soliflusso). Solo in corrispondenza di ripiani e contropendenze siti a quota idonea sono presenti estese placche con morfologia ben conservata, caratterizzate da evidenti cordoni morenici laterali o da semplici allineamenti di massi erratici o da gruppi di massi di grandi dimensioni. Età: Plesitocene superiore.

Nell'ambito in esame tale unità si riscontra tra il curvone di Via Nazionale, dopo l'incrocio con l'innesto di Via Bergamo e cabina di decompressione del metano nei pressi di Villaggio Colombera.

4.3 IDROGEOLOGIA

ACQUA NEL SOTTOSUOLO

La superficie piezometrica nella zona è situata ad una profondità tale da non interferire con le quote di imposta dell'opera in progetto; durante le prove geotecniche eseguite le attrezzature estratte dal suolo non hanno evidenziato tracce di umidità.

Non sono state osservate inoltre sorgenti in corrispondenza degli affioramenti rocciosi presenti.

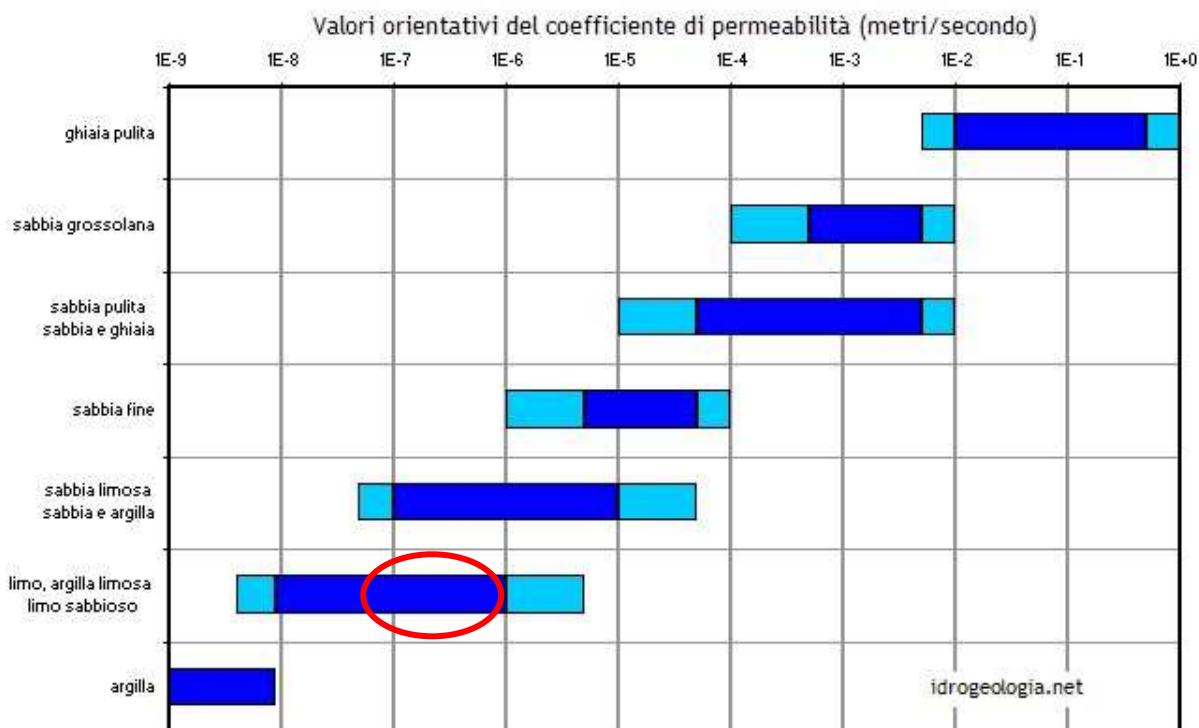
Si evidenzia comunque, di prestare attenzione, durante l'esecuzione di eventuali, scavi alla presenza di venute d'acqua denotanti falde sospese, fenomeno non raro in corrispondenza di zone con presenza di depositi a granulometria eterogenea.

Tale fenomeno potrebbe manifestarsi in corrispondenza della zona est dell'area di progetto, tra l'innesto di Via Bergamo e Via nazionale e il Villaggio Colombera.

PERMEABILITÀ

Con riferimento alla granulometria prevalente dei terreni superficiali (fino a sei metri dal p.c.) riscontrata nelle indagini di seguito commentate e alla figura di seguito riporta, la permeabilità dei terreni superficiali (fino a – 5,00 metri dal p.c. si può definire **DA MEDIA A SCADENTE** (da 10^{-7} a 10^{-6} m/sec).

Figura 1: Permeabilità dei terreni



Per quanto riguarda gli affioramenti rocciosi, questi sono da ritenersi praticamente impermeabili e non adatti ad essere adottati come ricettori per scarichi di acque reflue.

4.4 SISMICITÀ DELL'AREA

AZIONE SISMICA

Dal punto di vista sismico il territorio di LOVERE (BG) è classificato in classe sismica 3.

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

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o 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 2008 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 della coordinate dei vertici della maglia della griglia di riferimento.

Sito in esame.

latitudine: 45,807664
longitudine: 10,06593
Classe: 2
Vita nominale:50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 10941	Lat: 45,7862	Lon: 10,0534	Distanza: 2575,909
Sito 2	ID: 10942	Lat: 45,7882	Lon: 10,1249	Distanza: 5054,276
Sito 3	ID: 10720	Lat: 45,8382	Lon: 10,1221	Distanza: 5515,901
Sito 4	ID: 10719	Lat: 45,8362	Lon: 10,0505	Distanza: 3388,837

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 2008 è definito come

$$V_R = V_N * C_U$$

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 2008 con indicazione della vita nominale per diversi tipi di opere.

TIPI DI COSTRUZIONE		V_N
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Per l'opera 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 2008

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

Il 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 2008 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 (categoria C), 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 2008, 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 nei periodi 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:	E
Categoria topografica:	T2
Periodo di riferimento:	50anni
Coefficiente c_u :	1

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,034 g
Fo: 2,457
Tc*: 0,201 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,043 g
Fo: 2,475
Tc*: 0,219 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,110 g
Fo: 2,459
Tc*: 0,279 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,141 g
Fo: 2,486
Tc*: 0,289 [s]

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

SLO:

Ss: 1,600
Cc: 2,180
St: 1,200
Kh: 0,013
Kv: 0,006
Amax: 0,633
Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,600
Cc: 2,110
St: 1,200
Kh: 0,016
Kv: 0,008
Amax: 0,802
Beta: 0,200

SLV:

Ss: 1,600
Cc: 1,910
St: 1,200
Kh: 0,051
Kv: 0,025
Amax: 2,065
Beta: 0,240

SLC:

Ss: 1,600
Cc: 1,890
St: 1,200
Kh: 0,065
Kv: 0,032

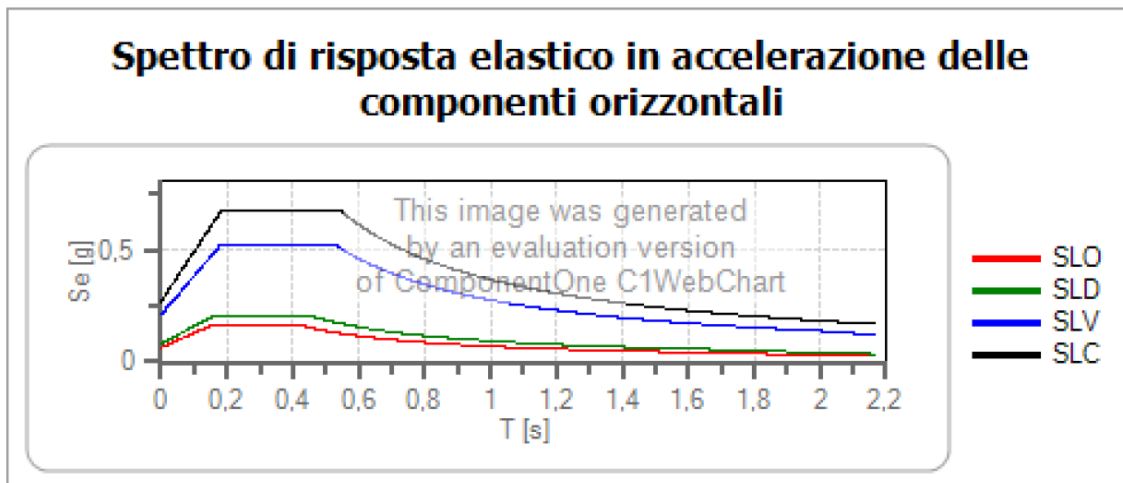
Amax: 2,655
Beta: 0,240

Figura 2: Spettri elastici

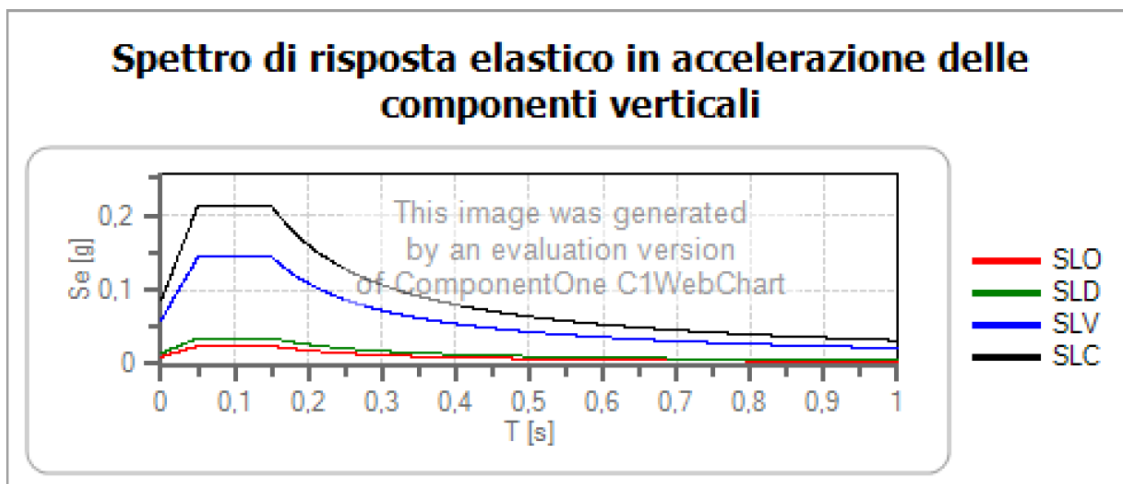
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso = 5 %

Fattore che altera lo spettro elastico = 1,000



	cu	ag [g]	Fo	Tc* [s]	Ss	Cc	St	S		TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLO	1	0,034	2,457	0,201	1,600	2,180	1,200	1,920	1,000	0,146	0,439	1,734
SLD	1	0,043	2,475	0,219	1,600	2,110	1,200	1,920	1,000	0,154	0,462	1,770
SLV	1	0,110	2,459	0,279	1,600	1,910	1,200	1,920	1,000	0,178	0,534	2,039
SLC	1	0,141	2,486	0,289	1,600	1,890	1,200	1,920	1,000	0,182	0,546	2,164



	cu	ag [g]	Fo	Tc* [s]	Ss	Cc	St	S		TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLO	1	0,034	2,457	0,201	1,000	2,180	1,200	1,200	1,000	0,050	0,150	1,000
SLD	1	0,043	2,475	0,219	1,000	2,110	1,200	1,200	1,000	0,050	0,150	1,000
SLV	1	0,110	2,459	0,279	1,000	1,910	1,200	1,200	1,000	0,050	0,150	1,000
SLC	1	0,141	2,486	0,289	1,000	1,890	1,200	1,200	1,000	0,050	0,150	1,000

Spettro di progetto

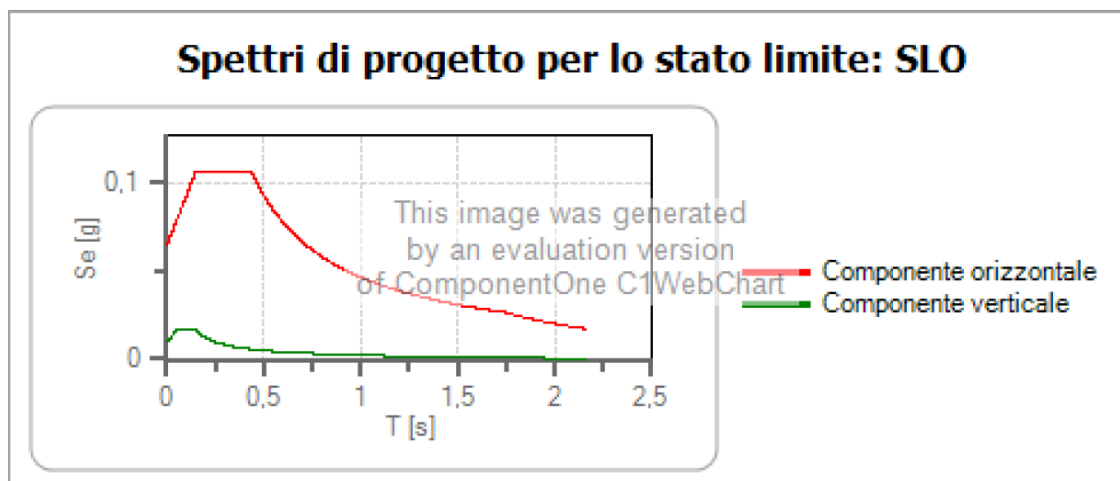
Coefficiente di struttura q per lo spettro orizzontale = 1.5

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



	cu	ag [g]	Fo	Tc* [s]	Ss	Cc	St	S	q	TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLO orizzontale	1	0,034	2,457	0,201	1,600	2,180	1,200	1,920	1,500	0,146	0,439	1,734
SLO verticale	1	0,034	2,457	0,201	1,600	2,180	1,200	1,200	1,500	0,050	0,150	1,000

4.5 PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

CATEGORIA SISMICA DEI SUOLI

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel paragrafo 7.11.3. delle NTC 2018. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento, di seguito riportate.

- A - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs,30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, 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 con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).
- C - Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).

- *D - Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).*
- *E - Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).*

Con riferimento alle categorie precedentemente descritte, e ai risultati delle prove geotecniche commentate nel precedente paragrafo 3, i terreni riscontrabili in corrispondenza del futuro tracciato dell'opera in progetto, con particolare riferimento alla sua zona est possono essere classificati in **categoria E**.

CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Tabella 1: Categorie topografiche

CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Per il sito in esame le caratteristiche della superficie topografica sono tali da poter classificare il sito nella categoria T2.

PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

Con riferimento all'**allegato 4** alla presente relazione, i depositi glaciali presenti nella zona est dell'area di progetto sono classificati in categoria Z2 – terreni soggetti a cedimenti.

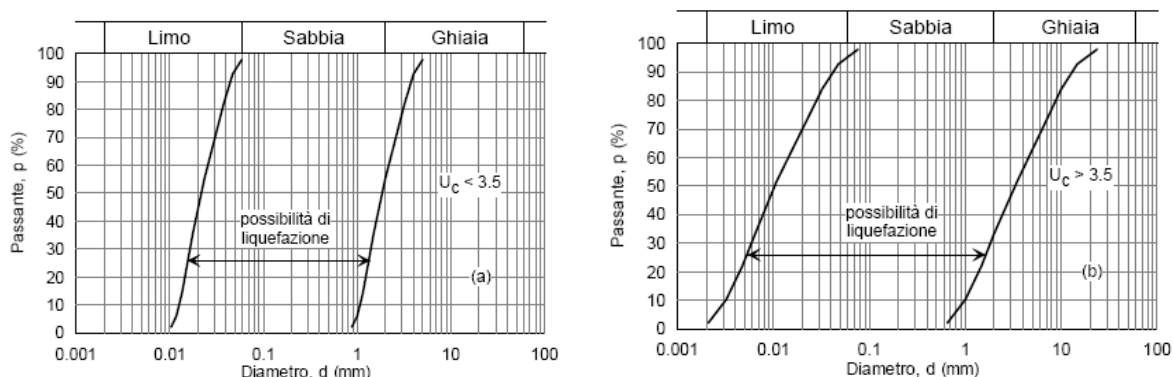
LIQUEFACIBILITÀ DEI TERRENI

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 delle sabbie 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 $q_{c1N} > 180$ 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 q_{c1N} 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).



Ricorrono, per la zona in esame le condizioni di cui al punto 2 relativamente alla profondità della falda: non sembra pertanto ricorrere la possibilità di insorgenza di liquefazione dei terreni in seguito al manifestarsi di terremoti di considerevole intensità.

4.6 FATTIBILITA' GEOLOGICA

Con riferimento alla carta di fattibilità geologica dello studio geologico a supporto della pianificazione del territorio del Comune di Lovere, il cui stralcio relativo alla zona è riportato in **allegato 3**, si evince una classificazione del tracciato stradale presso cui si deve realizzare l'opera come segue:

- 1) Partendo dalla zona est, quindi dall'inizio della salita presso i villaggi Colombera e Donizetti, per circa 300 metri in direzione sud e poi ovest dopo la curva in corrispondenza dell'innesto di Via Bergamo su Via Nazionale: **classe 3 – fattibilità con consistenti limitazioni**, in relazione alla presenza di terreni con scadenti caratteristiche geotecniche
- 2) Dalla zona a ovest della curva di innesto di Via Bergamo su Via Nazionale fino alla rotonda di Poltragno: **classe 4 – fattibilità con gravi limitazioni**, in relazione alla presenza di vincoli idraulici legati alla presenza del torrente Borlezza e a pericoli di instabilità di versanti sul lato nord della carreggiata. È da sottolineare, a parere dello scrivente, che tale pericolosità è in relazione alla stabilità delle pareti a fronte di un sovraccarico imposto alla loro sommità, e non per pericoli di caduta massi.

4.7 VINCOLI

In corrispondenza della zona interessata dal progetto sono presenti:

- Vincoli di cui all'articolo 96 del R.D. 523/1904, in corrispondenza della fascia di rispetto del torrente Borlezza (in particolare per la sua sponda sinistra) per un'ampiezza di 10 metri su entrambi i lati dell'alveo. Tali fasce di tutela sono inserite in classe di fattibilità geologica 4.
- Vincolo idrogeologico di cui al R.D. 30 dicembre 1923, n. 3267: in **allegato 5** si riporta un estratto delle aree interessate da tale vincolo (fonte: Geoportale della Regione Lombardia, verificato con mappe originale del vincolo presso il Comune di Lovere), che interesserebbero la sponda destra del torrente Borlezza in Comune di Castro e non le aree in sponda sinistra, presso cui è impostata la Via Nazionale. Sembra essere inserita in zona vincolata la casa cantoniera sopra la rotonda di Poltragno.

5 CONCLUSIONI RELAZIONE GEOLOGICA – GIUDIZIO DI FATTIBILITÀ

Di seguito si riassumono i contenuti della relazione

- **CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA** **3 – Fattibilità con consistenti limitazioni**
4 – Fattibilità con gravi limitazioni
- **VINCOLI**
 - **Fasce di rispetto di corsi d'acqua del reticolo idrografico minore con limitazioni d'uso dettate dal regolamento di polizia idraulica, sulla base dell'articolo 96 del R.D. 523/1904**
 - **Vincolo idrogeologico di cui alla R.D. 3267/1923**
- **PROBLEMATICHE RISCONTRATE**
 - Geologiche**
 - Geomorfologiche**
 - Sismiche**
 - Idrogeologiche**
 - Idrauliche**
 - Geotecniche (terreni di scadenti qualità tecniche)**
 - Nessuna**
- **LIVELLO DELLA SUPERFICIE PIEZOMETRICA** **Livello non interferente con il piano di posa delle fondazioni. Possibile presenza di falde sospese, in ragione della conformazione geologica del sito**
- **PERMEABILITA' DEI TERRENI** **Scadente**
- **PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE** **Z2 – Amplificazioni litologiche e geometriche**
- **CATEGORIA SISMICA TERRENI** **E**
- **LIQUEFACIBILITÀ TERRENI** **Verificate le condizioni di esclusione della possibilità di liquefazione dei terreni**

In relazione alle problematiche geologiche presenti riscontrabili si evidenzia quanto segue:

- 1) La zona est del tracciato è interessata dalla presenza di terreni di caratteristiche geotecniche non ottimali, per le quali si rimanda ai contenuti della successiva relazione geotecnica. La realizzazione di eventuali opere d'arte particolari connesse al progetto dovrà pertanto considerare i parametri geotecnici descritti per tali terreni;
- 2) In corrispondenza delle zone del tracciato dove sono presenti affioramenti rocciosi non si riscontrano evidenze superficiali di cadute di massi o di instabilità geomorfologica: in considerazione della tipologia di opera prevista (realizzazione di un marciapiede a raso), non si ravvisa la creazione di pericoli nel momento in cui la parete nord presente lungo il tracciato di Via Nazionale tra la rotonda di Poltragno e la curva all'innesto di Via Bergamo non viene modificata in maniera sostanziale dalla sua attuale conformazione;
- 3) In relazione alla presenza della fascia di rispetto del torrente Borlezza, sempre nella zona compresa tra la rotonda di Poltragno e il curvone di Via Nazionale, il vincolo appare più formale che sostanziale: il torrente infatti scorre all'interno della forra precedentemente descritta, con scarse possibilità di esondazione nella zona, e l'opera inoltre, sempre in relazione alla sua entità, non prevede modifiche morfologiche sostanziali, tali da innescare ostacoli al deflusso della piana. Permane comunque il divieto di cui all'articolo 96 del R.D. 523/1904 di effettuare scavi e movimenti terra entro 10 metri dal ciglio della sponda del torrente Borlezza. Si ricorda che tale torrente fa parte del reticolo principale, e che l'autorità competente per la valutazione dei progetti è individuabile nella Regione Lombardia.

6 RELAZIONE GEOTECNICA**6.1 STRATIGRAFIA DEL SOTTOSUOLO SULLA BASE DELLE PROVE SCPT**

Come riportato in allegato 6, in corrispondenza della zona est del tracciato sono state eseguite n. 2 prove penetrometriche dinamiche continue tipo SCPT. Si evidenzia il notevole dislivello esistente tra le due prove, con conseguente notevole differenza tra i risultati riscontrati.

Le prove penetrometriche dinamiche hanno permesso di ricostruire la stratigrafia del sottosuolo, di seguito schematizzata per prova:

Prova n. 1

Da 0,00 m dal p.c. a -2,50 m dal p.c.: limi argillosi debolmente sabbiosi – N_{spt} = 3

Da -2,50 m dal p.c. a -4,2 m dal p.c.: Ghiaie e sabbie a clasti anche grossolani in matrice limoso sabbiosa - N_{spt} = 32

Da -4,20 m dal p.c. a -8,50 m dal p.c.: Limi sabbiosi inglobanti ghiaia – N_{spt} = 10

Oltre -8,50 m dal p.c.: Probabile substrato roccioso (prova a rifiuto)

Prova n. 2

Da 0,00 m dal p.c. a -13,50 m dal p.c.: Limi sabbiosi inglobanti ghiaia e ciottoli – N_{spt} = 10

Da -13,50 a -15,00 m dal p.c.: Sabbie ghiaiose e limose – N_{spt} = 18

Oltre -15,00 m dal p.c.: Probabile substrato roccioso (prova a rifiuto)

In allegato 5 alla presente relazione si allegano i diagrammi delle prove penetrometriche in cui è ricostruito l'andamento dei colpi con la penetrazione del sottosuolo.

6.2 STIMA DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEI TERRENI – MODELLO GEOTECNICO DEL SITO

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:

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

Bruschi 2005

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

Skempton, 1989

Angolo di attrito φ $\varphi = 28 + 0,14 \cdot D_r$

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

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

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

Bowles, 1982

Modulo elastico E

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

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

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 considerati per il calcolo della capacità portante ammissibile e dei cedimenti delle fondazioni, nell'ipotesi progettuale considerata.

I parametri geotecnici da considerare per il calcolo della capacità portante del terreno ai vari livelli sono riportati nelle successive tabelle.

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. Parametri geotecnici – Prova n. 1

Intervalli di profondità in m.				Litologia	Consistenza	N _{SCPT}	N _{SPT}	q _c	C _u	c'	φ	Dr	Es	v	n	γ _{dry}	γ _{nat}	γ _{sat}	γ'
					Densità relativa	[-]	[-]	[Kg/cm ²]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[KN/m ³]	[KN/m ³]	[KN/m ³]	[KN/m ³]
da	0,00	a	2,50	Limi argillosi debolmente sabbiosi	sciolto		3				26		3000	0,35			16,50		
da	2,50	a	4,20	Ghiaie e sabbie a clasti anche grossolani in matrice limoso sabbiosa	Addensato		32		25		34		35000	0,3			20,50		
da	4,20	a	8,50	Limi sabbiosi inglobanti ghiaia	Moderamente Addensato		10				29		5000	0,35			18,00		
oltre	8,50			Substrato roccioso						100	37		>100.000				22,00		

Tabella 3. Parametri geotecnici – Prova n. 2

Intervalli di profondità in m.				Litologia	Consistenza	N _{SCPT}	N _{SPT}	q _c	C _u	c'	φ	Dr	Es	v	n	γ _{dry}	γ _{nat}	γ _{sat}	γ'
					Densità relativa	[-]	[-]	[Kg/cm ²]	[kPa]	[kPa]	[°]	[-]	[kPa]	[-]	[-]	[KN/m ³]	[KN/m ³]	[KN/m ³]	[KN/m ³]
da	0,00	a	13,50	Limi sabbiosi inglobanti ghiaia	Moderamente Addensato		10				29		5000	0,35			18,00		
da	13,50	a	15,00	Ghiaie e sabbie a clasti anche grossolani in matrice limoso sabbiosa	Moderatamente addensato		18				31		15000	0,3			19,5		
oltre	15,00			Substrato roccioso	Da moderatamente addensate ad addensate					100	37		>100.000				22,00		

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
Cu	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

7 METODI DI CALCOLO GEOTECNICO ADOTTATI

7.1 CARATTERIZZAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI

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 M_2 (combinazione 2, approccio 1) indicato dalla tabella 6.2. Il D.M. 14 gennaio 2008.

ANGOLO D'ATTRITO DEI TERRENI:

- **Valore medio - $V_m = 29^\circ$**
- **Valore caratteristico $\Rightarrow V_k = V_m (1 + X V_m)$**

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 **$V_k = V_m (1 - 1.645 V_m)$** ;

V_m equivale al rapporto tra la deviazione standard rispetto al valore medio e lo stesso valore medio.

Nel caso considerato il valore caratteristico dell'angolo di attrito

$$\phi_m = \phi_k = 29^\circ$$

- **Valore di progetto (per la combinazione M2) $\text{tg}\phi_d = \text{tg}\phi_k / 1,25$**

Nel caso considerato il valore di progetto dell'angolo di attrito è **$\phi_d = 23,9^\circ$**

7.2 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 2008 (D.M. 14 gennaio 2008) 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_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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'_f	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	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 6.4.1 - 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_f 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.

7.3 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.

$$q_{lim} = c'N_{cs}d_{ci}g_c b_c + qN_{qs}d_{qi}g_q b_q + 0.5B N_{\gamma s}d_{\gamma i}g_{\gamma} b_{\gamma} \text{ (BRINCH-HANSEN)}$$

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:

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

7.4 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
	- strutture intelaiate	5 - 10 cm
	- ciminiera,silos	7,5 - 30 cm
Rotazione rigida (tilt)	Stabilità al ribaltamento	Dipende dall'altezza e dal peso 0,04 H
	Rotazione di ciminiera, torri	0,003 L
	operatività macchine	0,0002 L
	- macchine tessili	
	- turbogeneratori	
	Binari di carro ponte	0,003 L
	Drenaggio di sup. pavimentate	0,01 - 0,02 L
Cedimenti differenziali	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.		

7.4.1.1 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 $E_{s(\text{medio})}$ mediante la seguente formula:

$$E_{S(\text{medio})} = \frac{H_1 E_{S1} + H_2 E_{S2} + \dots + H_n E_{sn}}{H}$$

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 allegate 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.

7.5 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:

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

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].

8 RISULTATI DEI CALCOLI

Nella tabelle riassuntive allegata alla presente relazione (**allegato 8**) si è STIMATA la capacità portante del terreno di cui alla prova 2 alla profondità di - 0,50 m dal piano campagna attualmente riscontrabile nel sito indagato.

Qualsiasi altra ipotesi di carico a profondità diverse, o di tipologia di fondazione o su terreno diverso dovrà essere riferita allo scrivente per aggiornare il presente documento

Si sono valutate le capacità portanti per:

- **Fondazione quadrate**

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.

Tabella 4. Capacità portante

BRINCH - HANSEN							
Lunghezza fondazione	L (m)	0,50	0,70	0,90	1,00	1,20	
Larghezza fondazione	B (m)	0,50	0,70	0,90	1,00	1,20	
Area fondazione A	B*L (m ²)	0,25	0,49	0,81	1	1,44	
Capacità portante limite	q _{lim} (kPa)	213,47	220,95	231,78	237,83	250,65	COMB 1
Capacità portante ammissibile	q _{amm} (kPa)	71,16	73,65	77,26	79,28	83,55	
Resistenza del terreno Rd	q _{lim} *A (KN)	53,4	108,3	187,7	237,8	360,9	
Azione Ed < Rd/g _R	Rd/g _R (KN)	53,4	108,3	187,7	237,8	360,9	A1M1R1
		23,2	47,1	81,6	103,4	156,9	A1M1R3
Capacità portante limite	q _{lim} (kPa)	111,87	114,17	118,39	120,86	126,21	COMB 2 STABILITA' GLOBALE
Capacità portante ammissibile	q _{amm} (kPa)	37,29	38,06	39,46	40,29	42,07	
Resistenza del terreno Rd	q _{lim} *A (KN)	28,0	55,9	95,9	120,9	181,7	
Azione Ed < Rd/g _R	Rd/g _R (KN)	25,4	50,9	87,2	109,9	165,2	A2M2R2
VALORE PIU' CAUTELATIVO AZIONE Rd		23,2	47,1	81,6	103,4	156,9	KN

Negli allegati sono presenti le tabelle di calcolo complete per la stima delle capacità portanti.

I valori dei cedimenti, riassunti nelle tabelle successive, sono riportati in maniera più dettagliata nelle tabelle di calcolo allegata alla presente relazione tecnica (**allegato 9**), nelle quali sono riportate le tre combinazioni stabilite dalle NTC 2008 per le fondazioni considerate alle quote di imposta prefissate.

Tabella 5. Valori dei cedimenti

RIASSUNTO CEDIMENTI					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	0,50	0,70	0,90	1,00	1,20
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	0,50	0,70	0,90	1,00	1,20
CAPACITÀ PORTANTE LIMITE – q _{lim} (BH - kPa)	213,47	220,95	231,78	237,83	250,65
CAPACITÀ PORTANTE AMMISSIBILE – q _{amm} (BH - Kg/cm ²)	71,16	73,65	77,26	79,28	83,55
CEDIMENTO AL CENTRO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	12,77	20,29	29,59	34,58	46,33
CEDIMENTO ALLO SPIGOLO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	5,61	8,91	13,00	15,19	20,85
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO (kg/cm ³)	3,41	2,22	1,60	1,40	1,10

Si precisa che, per il calcolo dei cedimenti delle fondazioni, come richiesto nelle NTC 2008, 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).

9 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Le Norme Tecniche per le Costruzioni prevedono per il calcolo dei valori di Rd, 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'Rd 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 Rd ed 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 6. Capacità portante – Azioni sismiche

BRINCH - HANSEN - AZIONI SISMICHE							
Lunghezza fondazione	L (m)	0,50	0,70	0,90	1,00	1,20	COMB 1
Larghezza fondazione	B (m)	0,50	0,70	0,90	1,00	1,20	
Area fondazione A	B*L (m ²)	0,25	0,49	0,81	1	1,44	
Fattore correttivo	z	0,984	0,984	0,984	0,984	0,984	
Capacità portante limite	q _{lim} (kPa)	209,99	217,35	228,00	233,95	246,56	
Capacità portante ammissibile	q _{amm} (kPa)	70,00	72,45	76,00	77,98	82,19	
Resistenza del terreno Rd	q _{lim} * A (KN)	52,5	106,5	184,7	233,9	355,1	
Azione Ed < Rd/g_R	Rd/g _R (KN)	52,5	106,5	184,7	233,9	355,1	A1M1R1
		22,8	46,3	80,3	101,7	154,4	A1M1R3
Fattore correttivo	z	0,984	0,984	0,984	0,984	0,984	COMB 2 STABILITÀ GLOBALE
Capacità portante limite	q _{lim} (kPa)	110,04	112,31	116,46	118,88	124,15	
Capacità portante ammissibile	q _{amm} (Kg/cm ²)	0,37	0,38	0,40	0,40	0,42	
Resistenza del terreno Rd	q _{lim} * A (KN)	27,5	55,0	94,3	118,9	178,8	
Azione Ed < Rd/g_R	Rd/g _R (KN)	2,5	50,0	85,8	108,1	162,5	
VALORE PIÙ CAUTELATIVO		2,5	46,3	80,3	101,7	154,4	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 7: Valori dei cedimenti- Azioni sismiche

RIASSUNTO CEDIMENTI					
LARGHEZZA FONDAZIONE - B (m)	0,50	0,70	0,90	1,00	1,20
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	0,50	0,70	0,90	1,00	1,20
CAPACITÀ PORTANTE LIMITE - q_{lim} (BH - kPa)	209,99	217,35	228,00	233,95	246,56
CAPACITÀ PORTANTE AMMISSIBILE - q_{amm} (BH - Kg/cm ²)	70,00	72,45	76,00	77,98	82,19
CEDIMENTO AL CENTRO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	12,57	19,96	29,11	34,01	45,57
CEDIMENTO ALLO SPIGOLO DELLA FONDAZIONE (Teoria elasticità mm)	5,61	8,91	13,00	15,19	20,85

10 CONCLUSIONI

10.1 RIASSUNTO

Nella presente relazione tecnica si è provveduto a studiare le caratteristiche geologiche e geotecniche di un sito in Comune di LOVERE, 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 2008, parti 2 e 6 (carichi statici) e 7 (effetti sismici).

Di seguito si riassumono i contenuti della relazione

- **CLASSE DI FATTIBILITA' GEOLOGICA** **3 e 4 (vedere conclusioni relazione geologica)**
- **LIVELLO DELLA SUPERFICIE PIEZOMETRICA** **Non interferente con la quota di imposta secondo la carta idrogeologica studio geologico comunale. Possibili falde sospese**
- **QUOTA DI IMPOSTA DELLA FONDAZIONE** **- 0,50 m dal p. c.**
- **CONDIZIONI ADOTTATE PER I CALCOLI** **DRENATE A LUNGO TERMINE**
- **TIPOLOGIA DI FONDAZIONI** **QUADRATE**
- **CATEGORIA SISMICA DEL TERRENO** **CATEGORIA E**
- **PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE** **Z2**
- **ANGOLO D'ATTRITO CARATTERISTICO** **29°**
- **COESIONE EFFICACE (VALORE CARATTERISTICO)** **0 kPa**
- **COESIONE NON DRENATA** **0 kPa**
- **PESO UNITÀ DI VOLUME (cfr. tab. 1)** **19,50 KN/m³**
- **CONTROINDICAZIONI** **SCARSA CAPACITA' PORTANTE**

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 QUADRATE:

RIASSUNTO AZIONI Ed<Rd					
LARGHEZZA FONDAZIONE - B (m)	0,50	0,70	0,90	1,00	1,20
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	0,50	0,70	0,90	1,00	1,20
Azione Ed< Rd/ γ_r (KN) - A1M1R1	53,37	108,27	187,75	237,83	360,94
Azione Ed< Rd/ γ_r (KN) - A1M1R3	23,20	47,07	81,63	103,40	156,93
Azione Ed< Rd/ γ_r (KN) - A2M2R2 STABILITA' GLOBALE	23,2	47,1	81,6	103,4	156,9
Capacità portante ammissibile (kPa) - DM 11/03/1988	71,16	73,65	77,26	79,28	83,55

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 QUADRATE

RIASSUNTO AZIONI Ed<Rd					
LARGHEZZA FONDAZIONE – B (m)	0,50	0,70	0,90	1,00	1,20
LUNGHEZZA FONDAZIONE - L (m)	0,50	0,70	0,90	1,00	1,20
Azione Ed< Rd/γ_r (KN) - A1M1R1	52,50	106,50	184,68	233,95	355,05
Azione Ed< Rd/γ_r (KN) - A1M1R3	22,82	46,30	80,30	101,72	154,37
Azione Ed< Rd/γ_r (KN) - A2M2R2	2,5	46,3	80,3	101,7	154,4
Capacità portante ammissibile (kPa) - DM 11/03/1988	70,00	72,45	76,00	77,98	82,19

10.2 PRESCRIZIONI E AVVERTENZE

- Si ricorda che è competenza dell'ingegnere strutturista la scelta della combinazione da adottare per quanto riguarda le resistenze calcolate. Nelle tabelle relative al calcolo delle capacità portanti sono riassunte le resistenze calcolate con tutti gli approcci previste dalle NTC 2018
- 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.

11 ALLEGATI

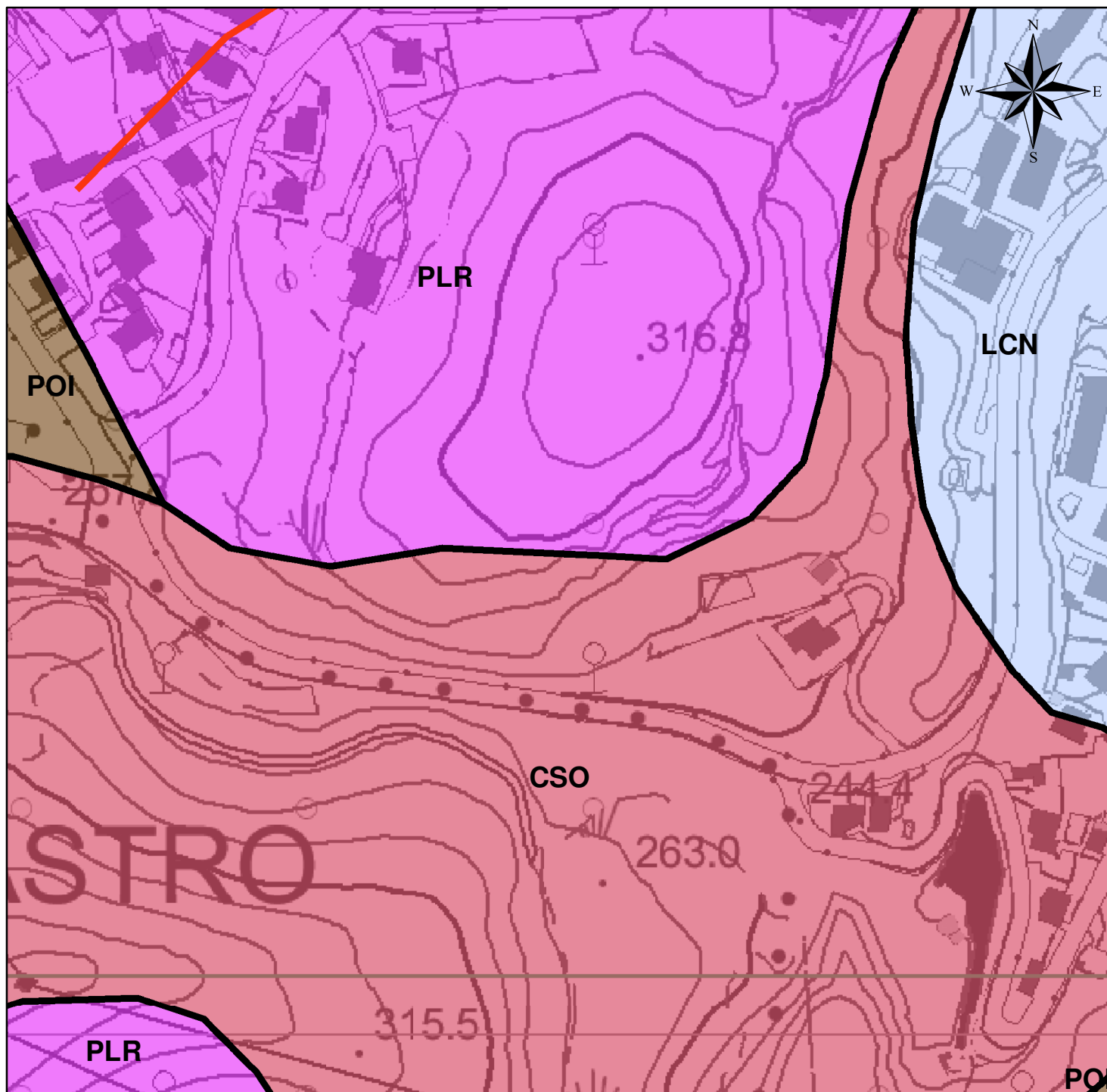
1. COROGRAFIA
2. CARTA GEOLOGICA
3. CARTA DELLA FATTIBILITA' GEOLOGICA
4. CARTA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE
5. CARTA DEL VINCOLO IDROGEOLOGICO
6. UBICAZIONE PROVE
7. DIAGRAMMI PROVE PENETROMETRICHE
8. TABELLE DI CALCOLO DELLE CAPACITÀ PORTANTI
9. TABELLE DI CALCOLO DEI CEDIMENTI

ALLEGATO 1

ALLEGATO 2

CARTA GEOLOGICA

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



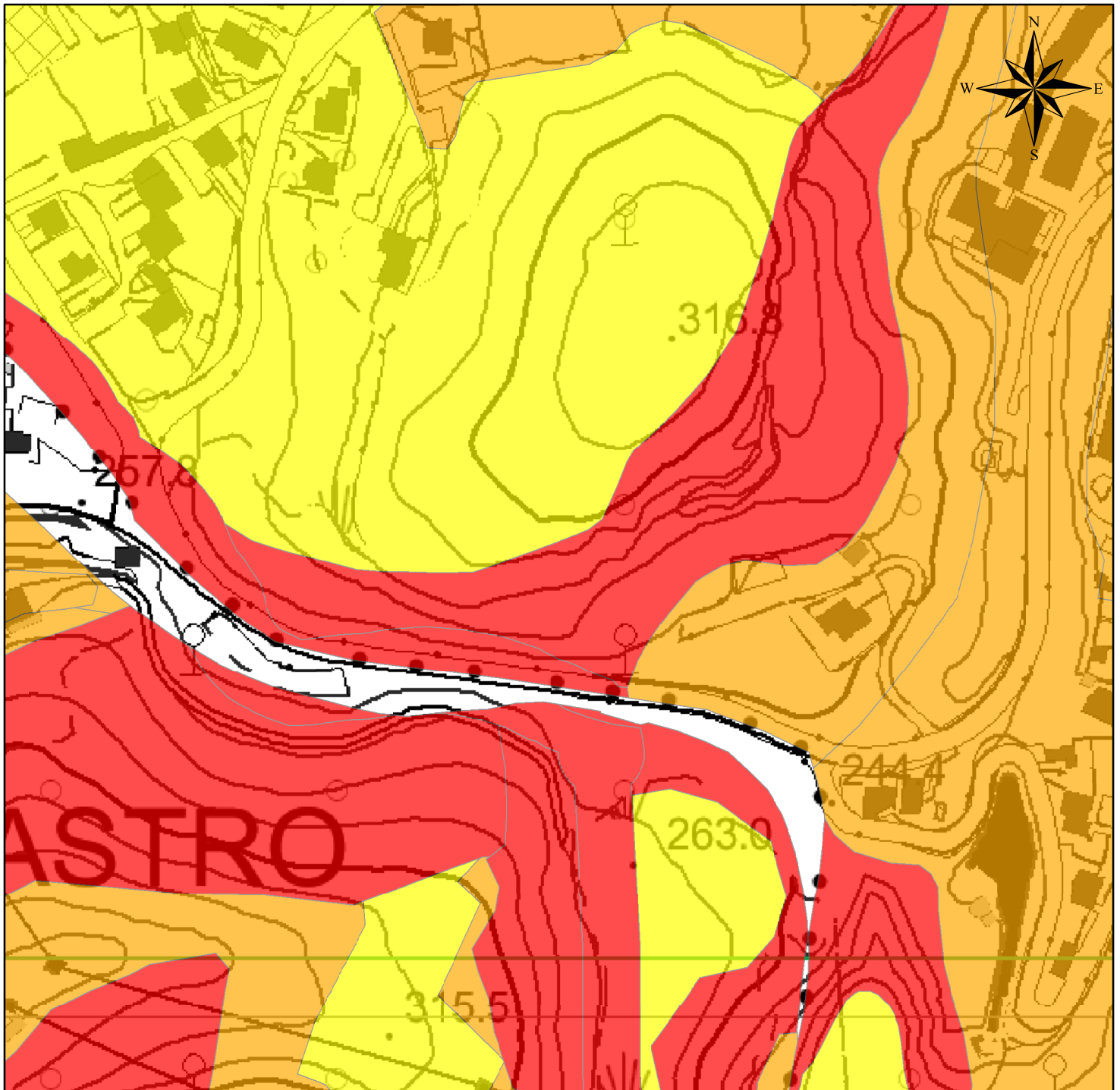
LEGENDA

- faglia coperta generica
- limite geologico netto disc. disc. dedotto
- 1668, Conglomerato di Poltragno, PLR
- 752, Alloformazione di Cantu', LCN
- 745, Sintema del Po (Unità Postglaciale), POI
- 553, Formazione di Castro Sebino, CSO

ALLEGATO 3




FATTIBILITA' GEOLOGICA

Fonte: GEOPORTALE REGIONE LOMBARDIA



LEGENDA

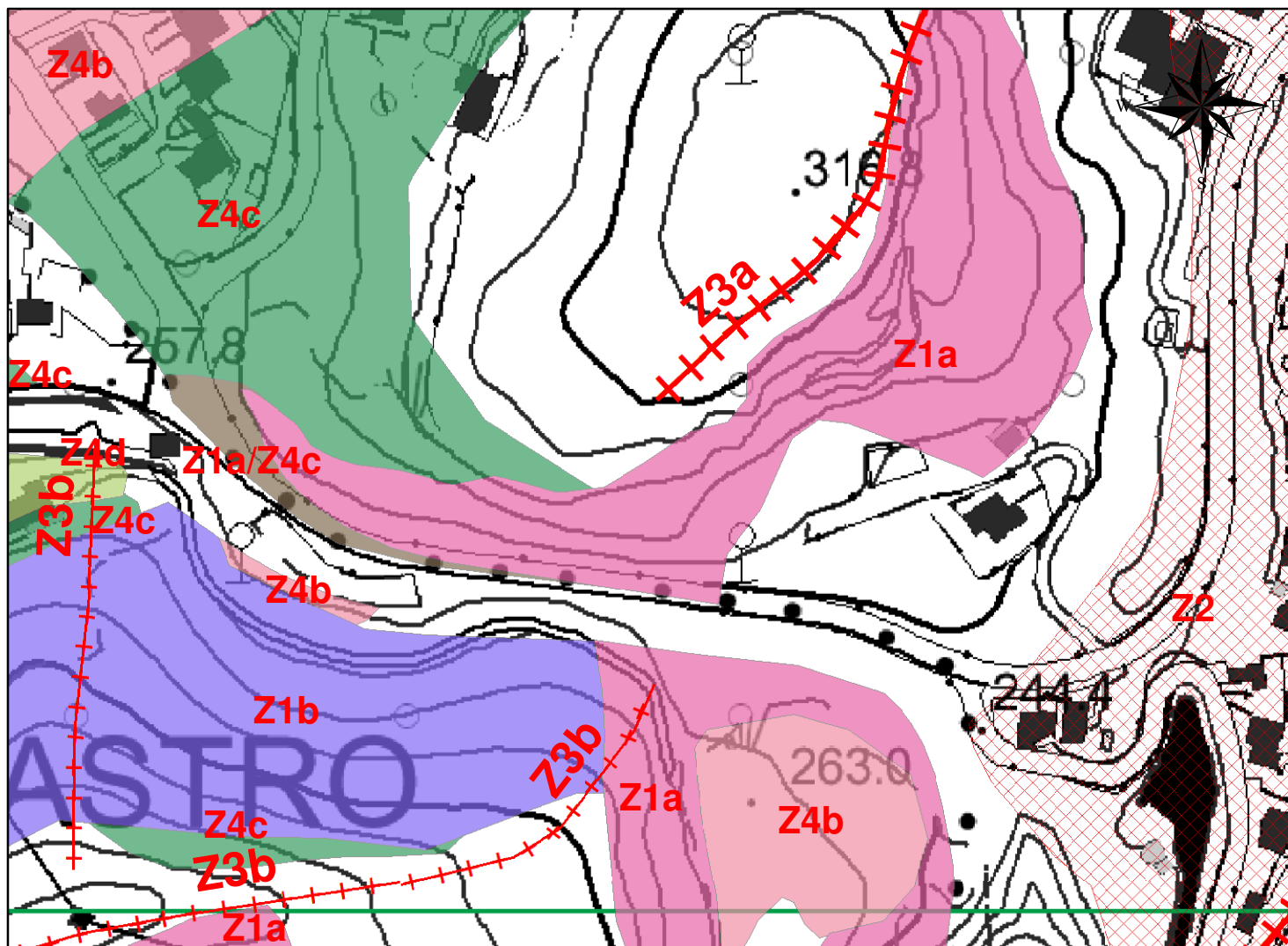
CLASSI DI FATTIBILITA'

-  CLASSE 2, FATTIBILITA' CON MODESTE LIMITAZIONI
-  CLASSE 3, FATTIBILITA' CON CONSISTENTI LIMITAZIONI
-  CLASSE 4, FATTIBILITA' CON GRAVI LIMITAZIONI

ALLEGATO 4

PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

Fonte: GEOPORTALE REGIONE LOMBARDIA



LEGENDA

++++ Z3a, CIGLIO H>10m, AMPLIFICAZIONI TOPOGRAFICHE

++++ Z3b, CRESTA ROCCIOSA, AMPLIFICAZIONI TOPOGRAFICHE



Z1a, MOVIMENTI FRANOSI ATTIVI, INSTABILITA'



Z1a/Z4c, MOVIMENTI FRANOSI ATTIVI/MORENA, INSTABILITA'/AMPLIFICAZIONI LITOLOGICHE E GEOMETRICHE



Z1b, MOVIMENTI FRANOSI QUIESCENTI, INSTABILITA'



Z2, SCADENTI CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI, CEDIMENTI E/O LIQUEFAZIONI



Z4b, FASCIA PEDEMONTANA, AMPLIFICAZIONI LITOLOGICHE E GEOMETRICHE



Z4c, MORENA, AMPLIFICAZIONI LITOLOGICHE E GEOMETRICHE



Z4d, ARGILLE RESIDUALI E TERRE ROSSE, AMPLIFICAZIONI LITOLOGICHE E GEOMETRICHE

ALLEGATO 5

FATTIBILITA' GEOLOGICA

Fonte: STUDIO GEOLOGICO DEL TERRITORIO COMUNALE



LEGENDA

 VINCOLO IDROGEOLOGICO

0,06 0,03 0 0,06
Kilometers

dott. Paolo Grimaldi - Studio Ambiente e Geologia

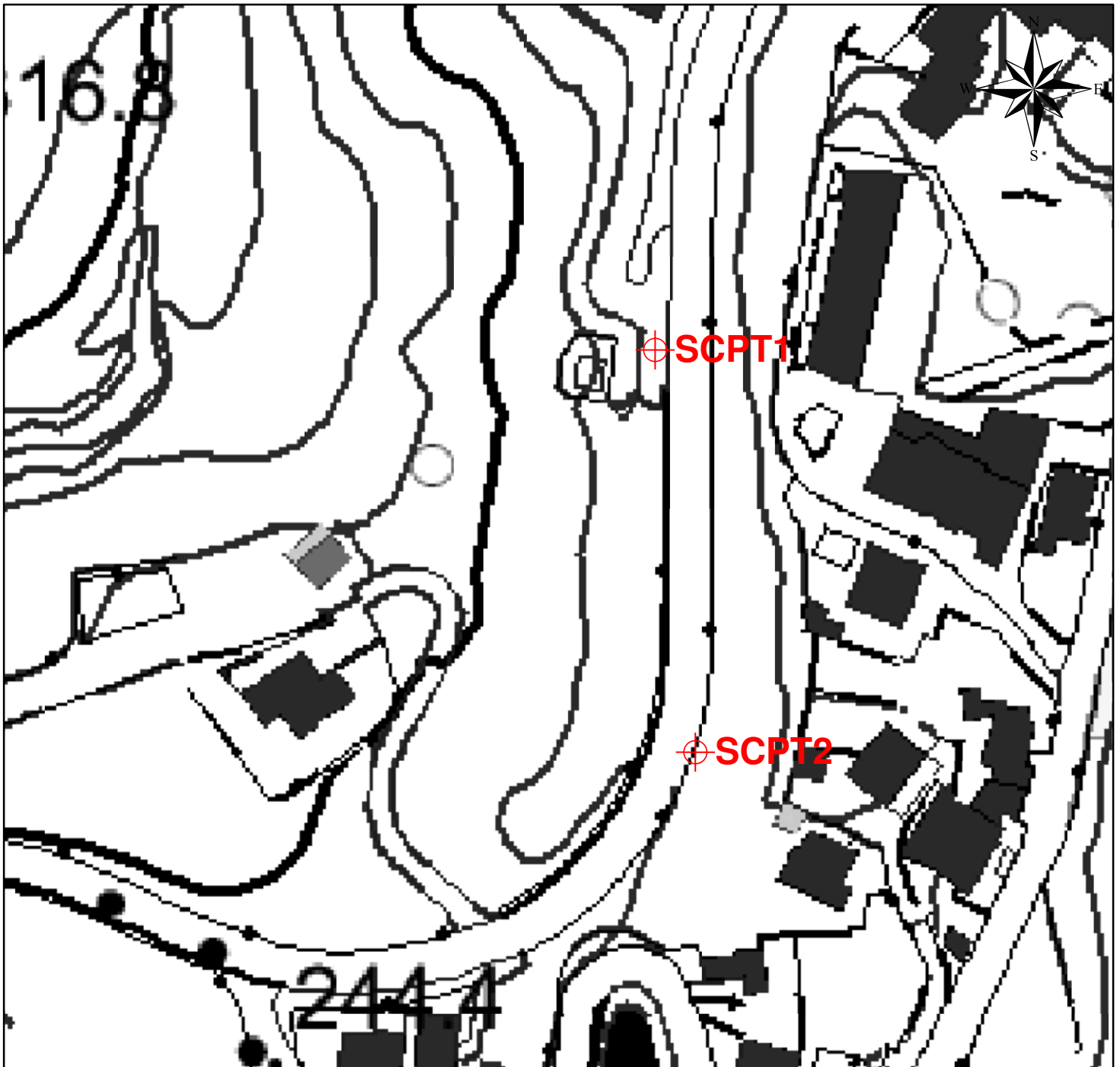
Via Sottoripa 18/B - 24068 SERIATE (BG)

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

ALLEGATO 6

UBICAZIONE PROVE

Fonte: ORTOFOTO LOMBARDIA 2015



UBICAZIONE PROVE

 **SCPT**

ALLEGATO 7

dott. Paolo Grimaldi - Studio Ambiente e Geologia

Via Sottoripa, 18/B 24068 SERIATE (BG)

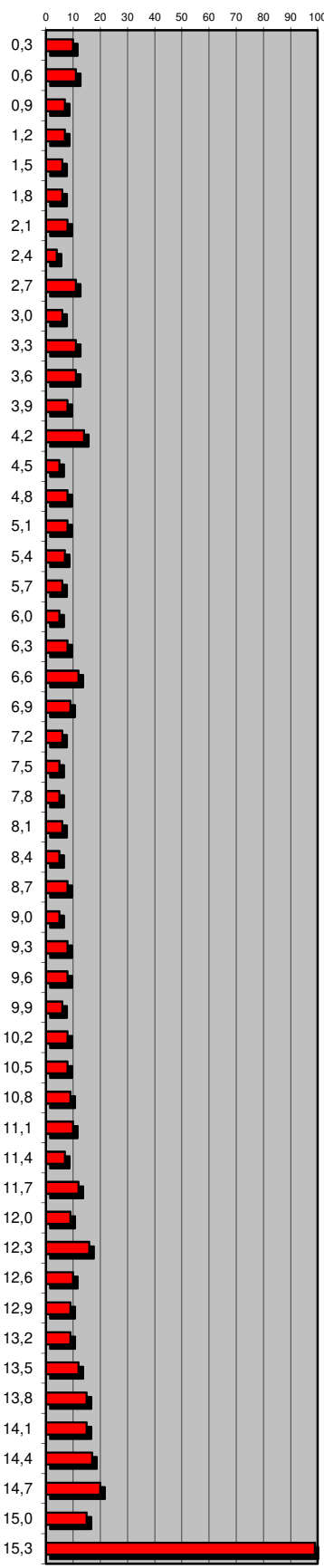
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SCPT N° 2

COMUNE: LOVERE (BG)

COMMITTENTE: AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI LOVERE

DATA: 05-mar-18

Profondità	N _{DP}	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₎
0,3	10	1,16	12	0,9	1	0,75	1	8	18,02	5,406	0,06	4,3	8
0,6	11	1,16	13	0,9	1	0,75	1	9	18,22	10,87	0,11	3,0	9
0,9	7	1,16	8	0,9	1	0,75	1	5	17,25	16,05	0,16	2,5	5
1,2	7	1,16	8	0,9	1	0,75	1	5	17,25	21,22	0,22	2,1	5
1,5	6	1,16	7	0,9	1	0,75	1	5	16,93	26,3	0,27	1,9	5
1,8	6	1,16	7	0,9	1	0,75	1	5	16,93	31,38	0,32	1,8	5
2,1	8	1,16	9	0,9	1	0,75	1	6	17,54	36,64	0,37	1,6	6
2,4	4	1,16	5	0,9	1	0,75	1	3	16,14	41,48	0,42	1,5	3
2,7	11	1,16	13	0,9	1	0,75	1	9	18,22	46,95	0,48	1,4	12
3,0	6	1,16	7	0,9	1	0,75	1	5	16,93	52,03	0,53	1,4	6
3,3	11	1,16	13	0,9	1	0,75	1	9	18,22	57,49	0,59	1,3	11
3,6	11	1,16	13	0,9	1	0,75	1	9	18,22	62,96	0,64	1,2	11
3,9	8	1,16	9	0,9	1	0,75	1	6	17,54	68,22	0,70	1,2	8
4,2	14	1,16	16	0,9	1	0,75	1	11	18,71	73,83	0,75	1,2	13
4,5	5	1,16	6	0,9	1	0,9	1	4	16,81	78,88	0,80	1,1	5
4,8	8	1,16	9	0,9	1	0,9	1,0	7	17,81	84,22	0,86	1,1	8
5,1	8	1,16	9	0,9	1	0,9	1,0	7	17,81	89,56	0,91	1,0	7
5,4	7	1,16	8	0,9	1	0,9	1,0	6	17,52	94,82	0,97	1,0	6
5,7	6	1,16	7	0,9	1	0,9	1,0	5	17,19	99,98	1,02	1,0	5
6,0	5	1,16	6	0,9	1	0,9	1,0	4	16,81	105	1,07	1,0	4
6,3	8	1,16	9	0,9	1	0,9	1,0	7	17,81	110,4	1,13	0,9	7
6,6	12	1,16	14	0,9	1	1,0	1,0	12	18,86	116	1,18	0,9	11
6,9	9	1,16	10	0,9	1	1,0	1,0	9	18,30	121,5	1,24	0,9	8
7,2	6	1,16	7	0,9	1	1,0	1,0	6	17,43	126,7	1,29	0,9	5
7,5	5	1,16	6	0,9	1	1,0	1,0	5	17,04	131,8	1,34	0,9	4
7,8	5	1,16	6	0,9	1	1,0	1,0	5	17,04	137	1,40	0,8	4
8,1	6	1,16	7	0,9	1	1,0	1,0	6	17,43	142,2	1,45	0,8	5
8,4	5	1,16	6	0,9	1	1,0	1,0	5	17,04	147,3	1,50	0,8	4
8,7	8	1,16	9	0,9	1	1,0	1,0	8	18,05	152,7	1,56	0,8	6
9,0	5	1,16	6	0,9	1	1,0	1,0	5	17,04	157,8	1,61	0,8	4
9,3	8	1,16	9	0,9	1	1,0	1,0	8	18,05	163,2	1,66	0,8	6
9,6	8	1,16	9	0,9	1	1,0	1,0	8	18,16	168,7	1,72	0,8	6
9,9	6	1,16	7	0,9	1	1,0	1,0	6	17,54	174	1,77	0,8	5
10,2	8	1,16	9	0,9	1	1,0	1,0	8	18,16	179,4	1,83	0,7	6
10,5	8	1,16	9	0,9	1	1,0	1,0	8	18,16	184,8	1,88	0,7	6
10,8	9	1,16	10	0,9	1	1,0	1,0	9	18,40	190,4	1,94	0,7	7
11,1	10	1,16	12	0,9	1	1,0	1,0	10	18,61	195,9	2,00	0,7	7
11,4	7	1,16	8	0,9	1	1,0	1,0	7	17,87	201,3	2,05	0,7	5
11,7	12	1,16	14	0,9	1	1,0	1,0	13	18,96	207	2,11	0,7	9
12,0	9	1,16	10	0,9	1	1,0	1,0	9	18,40	212,5	2,17	0,7	6
12,3	16	1,16	19	0,9	1	1,0	1,0	17	19,46	218,4	2,23	0,7	11
12,6	10	1,16	12	0,9	1	1,0	1,0	10	18,61	223,9	2,28	0,7	7
12,9	9	1,16	10	0,9	1	1,0	1,0	9	18,40	229,5	2,34	0,7	6
13,2	9	1,16	10	0,9	1	1,0	1,0	9	18,40	235	2,40	0,6	6
13,5	12	1,16	14	0,9	1	1,0	1,0	13	18,96	240,7	2,45	0,6	8
13,8	15	1,16	17	0,9	1	1,0	1,0	16	19,35	246,5	2,51	0,6	10
14,1	15	1,16	17	0,9	1	1,0	1,0	16	19,35	252,3	2,57	0,6	10
14,4	17	1,16	20	0,9	1	1,0	1,0	18	19,57	258,1	2,63	0,6	11
14,7	20	1,16	23	0,9	1	1,0	1,0	21	20,29	264,2	2,69	0,6	13
15,0	15	1,16	17	0,9	1	1,0	1,0	16	19,35	270	2,75	0,6	9
15,3	99	1,16	115	0,9	1	1,00	1	103	23,62	277,1	2,83	0,6	61



ALLEGATO 8

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE - FORMULA DI BRINCH-HANSEN

DATA: mar-19
CANTIERE: LOVERE - BG
INTERVENTO: REALIZZAZIONE NUOVO MARCIAPIEDE
TIPO DI FONDAZIONE: PLINTI QUADRATI

COMBINAZIONE 1

Parametri	Simboli	Unità di misura	Ipotesi 1	Ipotesi 2	Ipotesi 3	Ipotesi 4	Ipotesi 5
Coesione	c	kPa	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione	γ	kN/m ³	19,50	19,50	19,50	19,50	19,50
Peso di volume terreno sopra il piano di fondazione	γ'	kN/m ³	19,50	19,50	19,50	19,50	19,50
Profondità di immersionamento	Df	m	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Larghezza fondazione	B	m	0,50	0,70	0,90	1,00	1,20
Lunghezza della fondazione	L	m	0,50	0,70	0,90	1,00	1,20
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	29,00	29,00	29,00	29,00	29,00
Sovraccarico ai lati della fondazione	q	kPa	5,85	5,85	5,85	5,85	5,85
Coeff. per fattore di profondità	k	adim.	0,60	0,43	0,33	0,30	0,25
Carico verticale totale sulla fondazione	V	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Componente orizzontale del carico	H	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
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	0,90	1,00	1,20
Dimensione efficace fondazione	L'	m	0,50	0,70	0,90	1,00	1,20
Area efficace della fondazione	A _r	m ²	0,25	0,49	0,81	1,00	1,44
Fattori capacità portante	Nc	adim.	27,86	27,86	27,86	27,86	27,86
	Nq	adim.	16,44	16,44	16,44	16,44	16,44
	N γ	adim.	12,84	12,84	12,84	12,84	12,84
Fattore di forma	s'c ($\varphi=0$)	adim.	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	sc	adim.	1,59	1,59	1,59	1,59	1,59
	s γ	adim.	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
	sq	adim.	1,55	1,55	1,55	1,55	1,55
Fattore di profondità	d'c ($\varphi=0$)	adim.	0,24	0,17	0,13	0,12	0,10
	dc	adim.	1,24	1,17	1,13	1,12	1,10
	d γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	dq	adim.	1,18	1,13	1,10	1,09	1,07
Fattore di inclinazione del carico	i'c ($\varphi=0$)	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
	ic	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
	i γ	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
	iq	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
Fattore di inclinazione sul pendio	g'c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	gc	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	g γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	gq	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
	bc	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	bq	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		213,47	220,95	231,78	237,83	250,65
	t/m ²		21,77	22,53	23,64	24,25	25,56
	Kg/cm ²		2,18	2,25	2,36	2,43	2,56
CAPACITA' PORTANTE AMMISSIBILE	kPa		71,16	73,65	77,26	79,28	83,55
	t/m ²		7,26	7,51	7,88	8,08	8,52
	Kg/cm ²		0,73	0,75	0,79	0,81	0,85

CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE - FORMULA DI BRINCH-HANSEN

DATA: mar-19
CANTIERE: LOVERE - BG
INTERVENTO: REALIZZAZIONE NUOVO MARCIAPIEDE
TIPO DI FONDAZIONE: PLINTI QUADRATI

COMBINAZIONE 2

Parametri	Simboli	Unità di misura	Ipotesi 1	Ipotesi 2	Ipotesi 2	Ipotesi 4	Ipotesi 5
Coesione	c	kPa	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione	γ	kN/m ³	19,50	19,50	19,50	19,50	19,50
Peso di volume terreno sopra il piano di fondazione	γ'	kN/m ³	19,50	19,50	19,50	19,50	19,50
Profondità di immersione	Df	m	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Larghezza fondazione	B	m	0,50	0,70	0,90	1,00	1,20
Lunghezza della fondazione	L	m	0,50	0,70	0,90	1,00	1,20
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	23,90	23,90	23,90	23,90	23,90
Sovraccarico ai lati della fondazione	q	kPa	5,85	5,85	5,85	5,85	5,85
Coeff. per fattore di profondità	k	adim.	0,60	0,43	0,33	0,30	0,25
Carico verticale totale sulla fondazione	V	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Componente orizzontale del carico	H	kN	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
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	0,90	1,00	1,20
Dimensione efficace fondazione	L'	m	0,50	0,70	0,90	1,00	1,20
Area efficace della fondazione	A _r	m ²	0,25	0,49	0,81	1,00	1,44
Fattori capacità portante	N _c	adim.	19,19	19,19	19,19	19,19	19,19
	N _q	adim.	9,50	9,50	9,50	9,50	9,50
	N _γ	adim.	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65
Fattore di forma	s'c (φ=0)	adim.	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	sc	adim.	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
	s _γ	adim.	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
	sq	adim.	1,44	1,44	1,44	1,44	1,44
Fattore di profondità	d'c (φ=0)	adim.	0,24	0,17	0,13	0,12	0,10
	dc	adim.	1,24	1,17	1,13	1,12	1,10
	d _γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	dq	adim.	1,19	1,13	1,10	1,09	1,08
Fattore di inclinazione del carico	i'c (φ=0)	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
	ic	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
	i _γ	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
	iq	adim.	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!	#DIV/0!
Fattore di inclinazione sul pendio	g'c (f=0)	adim.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	gc	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	g _γ	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	gq	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
	bc	adim.	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	bq	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		111,87	114,17	118,39	120,86	126,21
	t/m ²		11,41	11,64	12,07	12,32	12,87
	Kg/cm ²		1,14	1,16	1,21	1,23	1,29
CAPACITA' PORTANTE AMMISSIBILE	kPa		37,29	38,06	39,46	40,29	42,07
	t/m ²		3,80	3,88	4,02	4,11	4,29
	Kg/cm ²		0,38	0,39	0,40	0,41	0,43

ALLEGATO 9

CALCOLO DEI CEDIMENTI - TEORIA DELL'ELASTICITA'

DATA: marzo-19
CANTIERE: LOVERE - BG
INTERVENTO: REALIZZAZIONE NUOVO MARCIAPIEDE
TIPO DI FONDAZIONE: PLINTI QUADRATI

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

CALCOLO PER FONDAZIONI NASTRIFORMI, QUADRATE E PLATEE

Parametri geotecnici e geometrici			Valori				
q	Intensità di pressione di contatto	KPa	213,5	221,0	231,8	237,8	250,7
H ₁	Spessore dello strato compressibile - 1	m	2,5	3,5	4,5	5,0	7,5
Es ₁	Modulo elastico strato compressibile 1	KPa	5000,0	5000,0	5000,0	5000,0	5000,0
H ₂	Spessore dello strato compressibile - 2	m					
Es ₂	Modulo elastico strato compressibile 2	KPa					
H ₃	Spessore dello strato compressibile - 3	m					
Es ₃	Modulo elastico strato compressibile 3	KPa					
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	5000	5000	5000	5000	5000
μ	Coefficiente di Poisson	Adim.	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
H	Spessore dello strato compressibile	m	2,5	3,5	4,5	5,0	7,5
D	Profondità del piano di posa	m	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
B	Larghezza della fondazione (lato corto)	m	0,5	0,7	0,9	1,0	1,2
L	Lunghezza della fondazione	m	0,5	0,7	0,9	1,0	1,2
Calcolo del cedimento al centro della fondazione							
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
H/B	Rapporto spessore strato-semilarghezza fondazione	adim.	10,000	10,000	10,000	10,000	12,500
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	1,000	0,714	0,556	0,500	0,417
I ₁	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,498	0,498	0,498	0,498	0,510
I ₂	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,016	0,016	0,016	0,016	0,013
I _s	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) I1*	adim.	0,505	0,505	0,505	0,505	0,516
I _F	Coefficiente di influenza (Fox)	adim.	0,675	0,740	0,800	0,820	0,850
ΔH	Cedimento al centro della fondazione	mm	12,774	20,293	29,589	34,577	46,326
Calcolo del cedimento allo spigolo della fondazione							
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
H/B	Rapporto spessore strato-larghezza fondazione	adim.	5,000	5,000	5,000	5,000	6,250
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	1,000	0,714	0,556	0,500	0,417
I ₁	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,437	0,437	0,437	0,437	0,461
I ₂	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,031	0,031	0,031	0,031	0,025
I _s	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,451	0,451	0,451	0,451	0,472
I _F	Coefficiente di influenza (Fox) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,675	0,740	0,800	0,820	0,850
ΔH	Cedimento allo spigolo della fondazione	mm	5,705	9,062	13,214	13,860	21,196

CALCOLO DEI CEDIMENTI - TEORIA DELL'ELASTICITA'

DATA: marzo-19
CANTIERE: LOVERE - BG
INTERVENTO: REALIZZAZIONE NUOVO MARCIAPIEDE
TIPO DI FONDAZIONE: PLINTI QUADRATI

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

AZIONI SISMICHE

CALCOLO PER FONDAZIONI NASTRIFORMI, QUADRATE E PLATEE							
Parametri geotecnici e geometrici			Valori				
q	Intensità di pressione di contatto	KPa	210,0	217,3	228,0	233,9	246,6
H ₁	Spessore dello strato compressibile - 1	m	2,5	3,5	4,5	5,0	7,5
Es ₁	Modulo elastico strato compressibile 1	KPa	5000,0	5000,0	5000,0	5000,0	5000,0
H ₂	Spessore dello strato compressibile - 2	m					
Es ₂	Modulo elastico strato compressibile 2	KPa					
H ₃	Spessore dello strato compressibile - 3	m					
Es ₃	Modulo elastico strato compressibile 3	KPa					
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	5000	5000	5000	5000	5000
μ	Coefficiente di Poisson	Adim.	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
H	Spessore dello strato compressibile	m	2,5	3,5	4,5	5,0	7,5
D	Profondità del piano di posa	m	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
B	Larghezza della fondazione (lato corto)	m	0,5	0,7	0,9	1,0	1,2
L	Lunghezza della fondazione	m	0,5	0,7	0,9	1,0	1,2
Calcolo del cedimento al centro della fondazione							
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
H/B	Rapporto spessore strato-semilarghezza fondazione	adim.	10,000	10,000	10,000	10,000	12,500
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	4,000	2,857	2,222	2,000	1,667
I ₁	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,498	0,498	0,498	0,498	0,510
I ₂	Coefficiente di influenza (Steinbrenner)	adim.	0,016	0,016	0,016	0,016	0,013
I _S	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) I1*	adim.	0,505	0,505	0,505	0,505	0,516
I _F	Coefficiente di influenza (Fox)	adim.	0,675	0,740	0,800	0,820	0,850
ΔH	Cedimento al centro della fondazione	mm	12,565	19,961	29,106	34,013	45,569
Calcolo del cedimento allo spigolo della fondazione							
L/B	Rapporto lato lungo-lato corto	adim.	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
H/B	Rapporto spessore strato-larghezza fondazione	adim.	5,000	5,000	5,000	5,000	6,250
D/B	Rapporto profondità piano di posa-larghezza fondazione	adim.	4,000	2,857	2,222	2,000	1,667
I ₁	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,437	0,437	0,437	0,437	0,461
I ₂	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,031	0,031	0,031	0,031	0,025
I _S	Coefficiente di influenza (Steinbrenner) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,451	0,451	0,451	0,451	0,472
I _F	Coefficiente di influenza (Fox) - Cedimenti allo spigolo	Adim.	0,675	0,740	0,800	0,820	0,850
ΔH	Cedimento allo spigolo della fondazione	mm	5,611	8,914	12,998	15,190	20,850