

COMUNI DI LOGRATO-MAIRANO

PROVINCIA DI BRESCIA

COLLETTAMENTO DELLE ACQUE REFLUE DAL DEPURATORE DI LOGRATO AL DEPURATORE DI MAIRANO

Progetto Definitivo

RESPONSABILE PROGETTAZIONE UNICA



DIRETTORE TECNICO



Le firme in formato digitale sono state apposte sull'originale elettronico del presente atto ai sensi dell' art. 24 del D. Lgs 07/03/2005 n. 82 e smi.
L'originale elettronico del presente atto è conservato negli archivi informatici della Società Acque Bresciane s.r.l. ai sensi dell' art. 22 del medesimo decreto

NUMERO	DESCRIZIONE	DATA
Rev. 0	Prima emissione	Ottobre 2021
OGGETTO :		
RELAZIONE GEOLOGICA/GEOTECNICA		ELABORATO
		A-08
		DATA Ottobre 2021
		SCALA =====
REDATTORE: SS	CONTROLLATO: SM	APPROVATO: SC
		COMMESSA: 33D091CF01



Regione Lombardia



Comuni di Lograto - Mairano

Collettamento acque reflue dal depuratore di Lograto al depuratore di Mairano

Territorio comunale di Lograto - Mairano (BS)

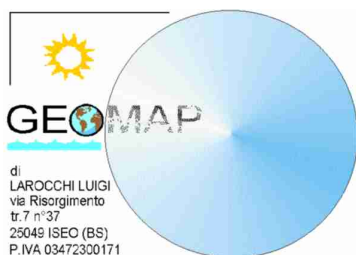
RELAZIONE GEOLOGICA L.R. 12/05 - D.G.R. IX/2616/2011 - D.M. 17/01/2018

(Relazione R3 ai sensi della L.R. 33/2015 e della D.G.R. X/5001/2016)

- RIFERIMENTI PROGETTUALI E NORMATIVI
- COMPATIBILITA' DELL'INTERVENTO CON LE RISULTANZE DELLO STUDIO GEOLOGICO E CON LE NORMATIVE GEOLOGICHE DI FATTIBILITA', DI VINCOLO E PERICOLOSITA' SISMICA
(Relazione R1 ai sensi della L.R. 33/2015 e della D.G.R. X/5001/2016)
- CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO
- ASSETTO IDROGRAFICO
- SISMICITA'
- INDAGINI GEOGNOSTICHE – APPROFONDIMENTO RELATIVO ALLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

COMMITTENTE: Acque Bresciane S.r.l. - Via XXV aprile n°18 - 25038 Rovato (BS)

Iseo, giugno 2020



Dott.geol. Luigi Larocchi

N°1172 o.g.l.



1. PREMESSA	4
1.1 LOCALIZZAZIONE DEL SITO	4
1.2 RIFERIMENTI NORMATIVI	7
1.3 COMPATIBILITÀ DELL'INTERVENTO CON LE RISULTANZE DELLO STUDIO GEOLOGICO DEL PGT	8
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	14
2.1 GEOLOGIA	14
2.2 IDROGEOLOGIA	16
3. ANALISI SISMICA	18
3.1 ANALISI HVSR	18
3.1.1 ATTREZZATURA IMPIEGATA	19
3.1.2 RISULTATI	19
3.2 CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SITO	23
3.3 APPROFONDIMENTO DI 2° LIVELLO	24
3.3.1 ANALISI DEGLI EFFETTI DI AMPLIFICAZIONE LITOLOGICA	24
3.4 CATEGORIA TOPOGRAFICA	25
3.5 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	26
3.6 PARAMETRI SISMICI DI SITO	26
4. INDAGINE GEOGNOSTICA	28
5. ELABORAZIONE PARAMETRI GEOTECNICI	40
5.1 UNITÀ LITOTECNICHE	40
5.1.1. DESCRIZIONE PARAMETRI CARATTERISTICI NELLE UNITÀ LITOTECNICHE	42
 <u>RELAZIONE GEOTECNICA</u>	
6. VERIFICHE	43
6.1 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU - NTC 2018)	44
6.2 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (SLU - NTC 2018)	49
6.3 VERIFICHE NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE - NTC 2018)	50
6.4 VERIFICA A LIQUEFAZIONE DEL TERRENO	52
7. INDICAZIONI GEOTECNICHE PROGETTUALI	54

1. PREMESSA

Su incarico della Società Acque Bresciane s.r.l., con sede in via XXV aprile n°18 nel comune di Rovato (BS), è stata condotta una campagna di indagini geotecniche lungo il tracciato del previsto collettamento fognario transitante lungo Via Godi nel comune di Lograto (BS), C.na San Francesco e Via Cesare Battisti nel comune di Mairano (BS). I rilievi sono stati eseguiti lungo il percorso ad intervalli di circa 500 m a partire dal depuratore di Lograto, dove è stato eseguito anche il rilievo sismico. Le analisi sono state condotte al fine di verificare le caratteristiche litologiche ed idrogeologiche del sottosuolo, dove è prevista la posa di una nuova tubazione in PRFV DN 500 per collegare i depuratori dei due comuni.

La presente relazione è finalizzata a definire gli elementi geologici, geotecnici e sismici ai sensi della D.g.R. n.IX/2616 del 30 novembre 2011 e del D.M. 17 gennaio 2018 dei siti interessati dalle opere.

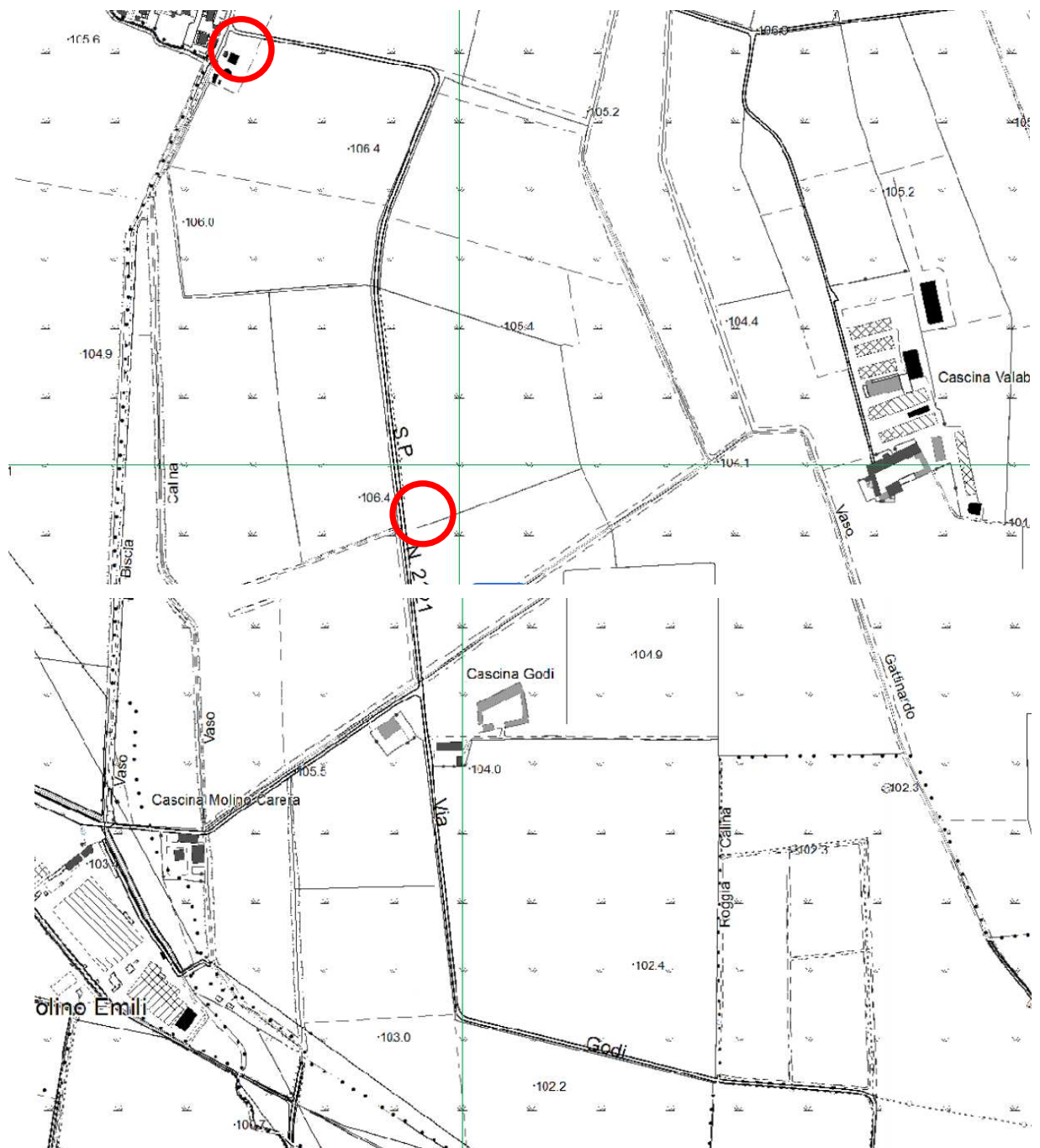
1.1 Localizzazione del sito

I terreni interessati dalle opere in progetto sono situati nella porzione meridionale del territorio comunale di Lograto e la porzione occidentale del territorio comunale di Mairano. I terreni sono pianeggianti (pendenza < 15°) e si distribuiscono a partire da una quota di 106 m s.l.m. presso il depuratore di Lograto fino a 95 m s.l.m. in prossimità dell'incrocio tra Via Cesare Battisti e la strada sterrata C.na Piccola/C.na San Francesco.

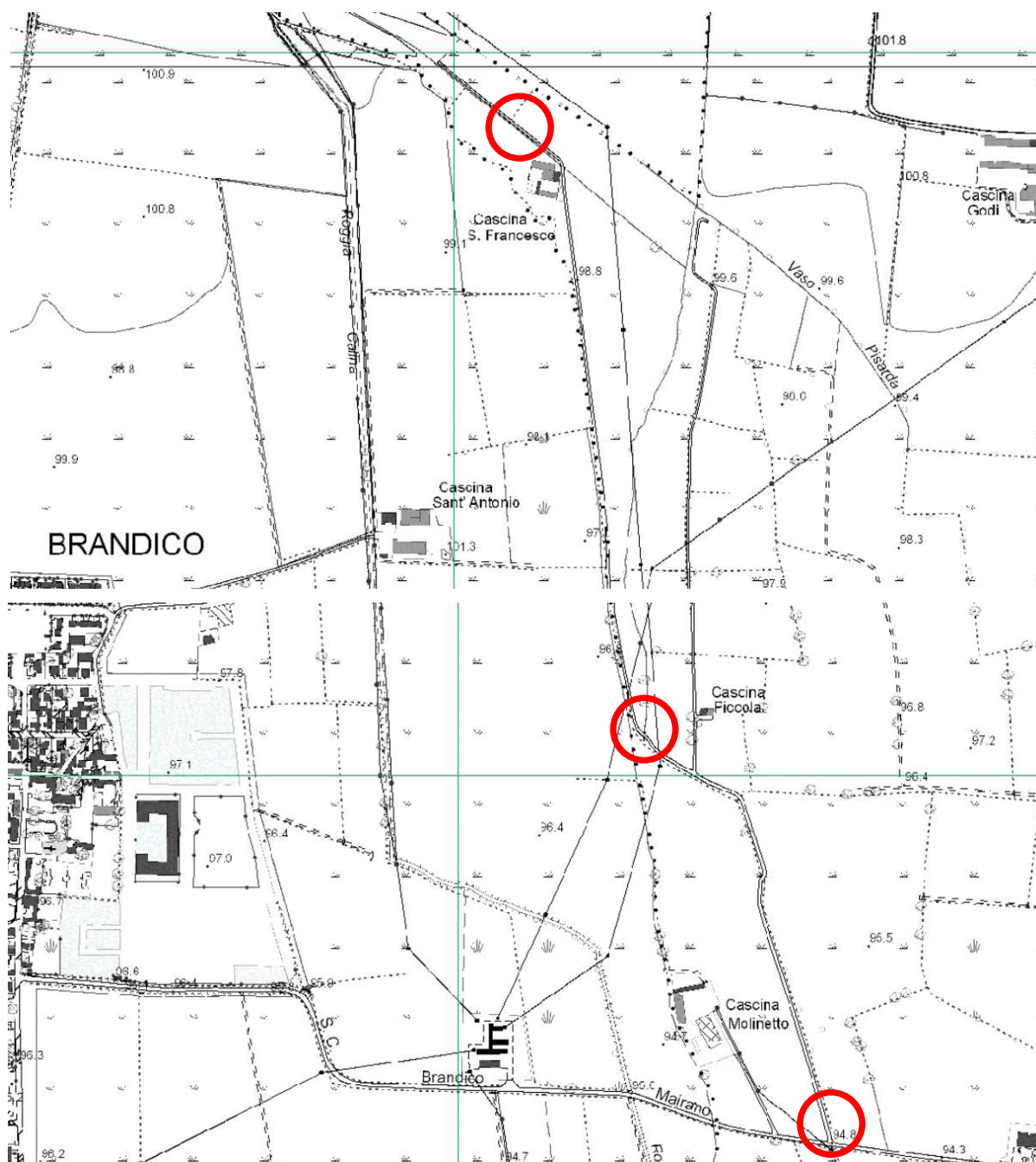
La zona è rurale ed è attraversata da una fitta rete di canali irrigui.

Nell'illustrazione che segue viene mostrata l'ubicazione dei siti, interessati dalle indagini, su C.T.R. alla scala 1:10.000.

AB Servizio idrico integrato - Relazione Geologica collettamento fognario Lograto - Mairano (BS)

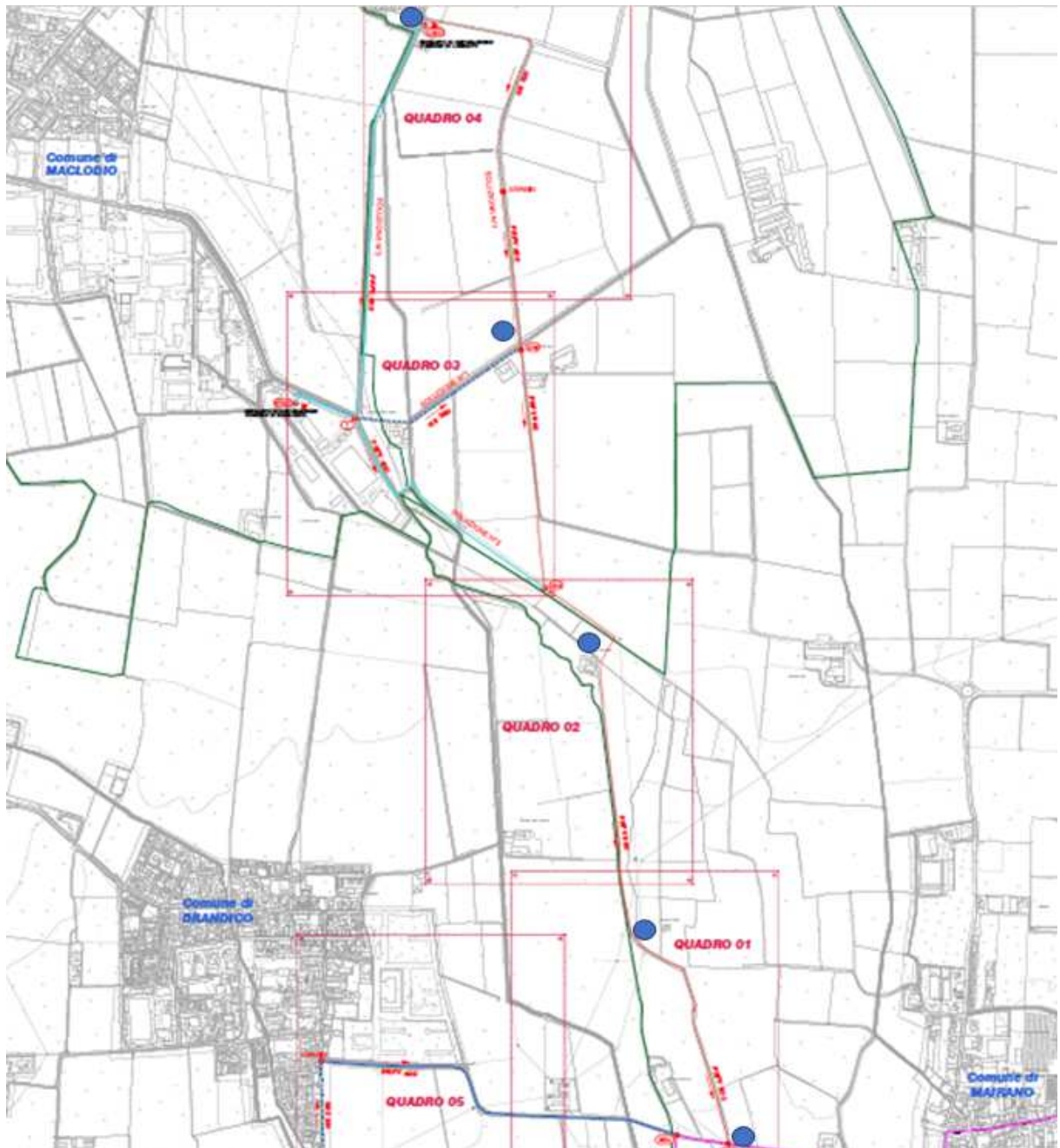


AB Servizio idrico integrato - Relazione Geologica collettamento fognario Lograto - Mairano (BS)



C.T.R. scala 1:10.000 con ubicazione area interessata dalle indagini

Il nord coincide con il margine superiore della carta



Quadro d'unione - Il nord coincide con il margine superiore della carta

1.2 Riferimenti normativi

La presente relazione è stata eseguita conformemente alla normativa vigente. Si riportano di seguito le principali norme attuative seguite.

Si è tenuto conto dell'art. 25 della L.R. 12/05 e dei "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell'art. 57 della L.R. 11/03/05 n° 12", emanate con D.G.R. n° 9/2616 del 30/11/2011 e con D.G.R. X/2129 del 11/07/14 e D.G.R. n. X/4144 del 08/10/15.

Con delibera dell'Autorità di Bacino n°18 del 26/4/2001 "Adozione del Piano stralcio per l'assetto idrogeologico per il bacino idrografico di rilievo nazionale del Fiume Po" e del successivo D.P.C.M. del 24/5/2001 (pubblicato sulla G.U. della Repubblica Italiana n°183 del 8/8/2001) di approvazione, il PAI è entrato definitivamente in vigore portando effetti immediati in termini di indirizzi urbanistici e limitazioni d'uso del suolo.

A seguito della Deliberazione n. 2 del 03/03/2016 del Comitato Istituzionale del Bacino del Fiume Po è stato approvato il "Piano di Gestione del Rischio delle Alluvioni nel Distretto del PO (PRGA)" in conformità agli artt. 7 e 8 della Direttiva 2007/60/CE dell'Art. 7 del D. Lgs 49/2010 nonché dell'Art. 4 del D. Lgs. 219/2010. Al PGRA sono allegate le Mappe della Pericolosità e del Rischio Alluvioni predisposte in coerenza con quanto previsto dall'Art.6 dello stesso D. Lgs. 49/2010 e che costituiscono specifici elaborati di Piano. Nelle more dell'adozione definitiva ed approvazione della Variante al PAI ed ai fini del necessario recepimento delle aree di Pericolosità derivanti dal PRGA nello strumento urbanistico si deve tenere conto di quanto richiamato nelle premesse della Deliberazione n. 5/2015, parte integrante e sostanziale della stessa, in particolare laddove per le Aree a Rischio Significativo (ARS) individuate nel PGRA si rimanda alle misure di salvaguardia previste dall'Atto di indirizzo e coordinamento del D.L. 11 giugno 1998, n. 180, approvato con D.P.C.M. 29 settembre 1998, che, fino all'adozione definitiva della Variante al PAI di introduzione del Titolo V, si devono ritenere applicabili per le aree di cui all'art. 1, comma 1, lett. b) del decreto legge 12 ottobre 2000, n. 279, convertito con modificazioni nella legge 11 dicembre 2000, n. 365

La Regione Lombardia con D.G.R. X/2129 del 11/07/14 ha approvato un "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)", che recepisce definitivamente, ed anche dal punto di vista amministrativo, la classificazione dell'OPCM 3519/2006 e che, sulla base della successiva D.G.R. 8 ottobre 2015 - n. X/4144, è entrato in vigore a partire dal 10 Aprile 2016.

E' stata pertanto assegnata per i Comuni di Lograto e Mairano (BS) la **zona sismica 3**

1.3 Compatibilità dell'intervento con le risultanze dello studio geologico del PGT

Lo Studio ha previsto una prima fase di acquisizione di tutti i dati reperibili in letteratura, da precedenti indagini geologiche, geomorfologiche, idrogeologiche e geognostiche eseguite in prossimità dell'area in esame. E' stato effettuato il rilevamento geologico e geomorfologico di un intorno significativo.

L'entrata in vigore del D.G.R. datato ottobre 2001 - N° 7/6645, relativo all' "Approvazione delle direttive per la redazione dello studio geologico ai sensi dell'art. 3 della L.R. 41/97", ha reso

necessario l'aggiornamento degli studi geologici di supporto agli strumenti urbanistici comunali. I comuni di Lograto e Mairano hanno quindi predisposto, conformemente alle disposizioni contenute nel punto 5.2.2 della D.G.R. 7365 dell'11 dicembre 2001, una **carta della fattibilità geologica** contenente il quadro dei dissesti esistenti sull'intero territorio comunale, con legenda uniformata a quella del PAI.

L'intervento da realizzare ricade, nella carta della fattibilità geologica del comune di Lograto, all'interno delle **classi 3b-3c-3d** di fattibilità (fattibilità con consistenti limitazioni) a motivo della bassa soggiacenza della falda (3b-3d) e localmente per le scarse caratteristiche geotecniche dei terreni (3c), come mostrato nel seguente stralcio della Carta della Fattibilità Geologica tratta dal P.G.T. del comune di Lograto dell'anno 2008 a cura dello Studio Geologia Ambiente.

LEGENDA

CLASSE 3 - FATTIBILITA' CON CONSISTENTI LIMITAZIONI



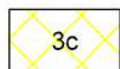
3a - Zona di rispetto delle opere di captazione ad uso idropotabile.



3a* - Zona di rispetto delle opere di captazione ad uso idropotabile in via di approvazione.



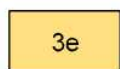
3b - Area caratterizzata da vulnerabilità delle acque sotterranee molto alta e da bassa soggiacenza della falda.



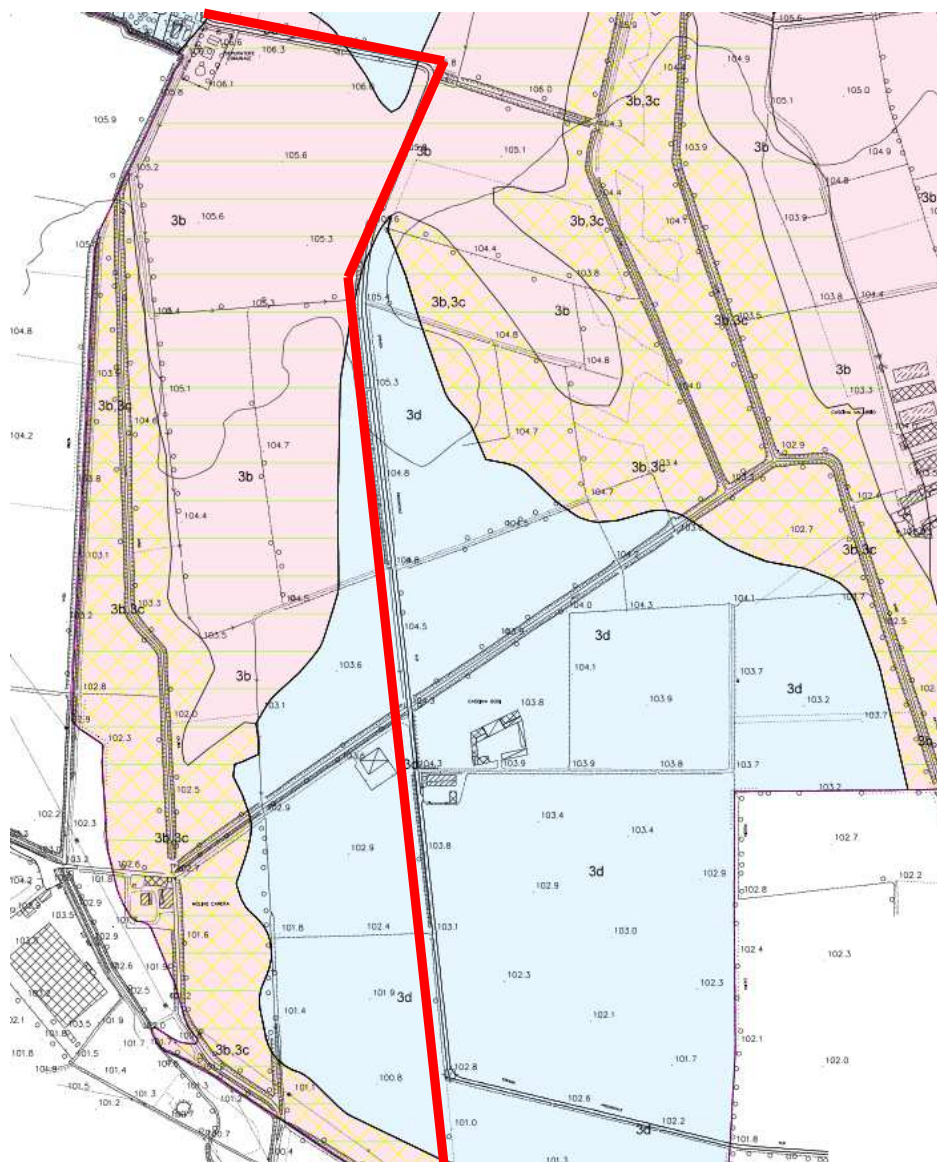
3c - Aree debolmente depresse corrispondenti a paleovalvei o comunque a depressioni connesse alle risorgive; sono presenti terreni con caratteristiche geotecniche localmente scadenti.



3d Area pianeggianti con falda idrica a profondità generalmente comprese tra 2 e 5 m dal piano campagna; le caratteristiche geotecniche dei terreni sono buone; il grado di vulnerabilità delle acque sotterranee è alto.



3e - Depressione di cava adibita negli anni '70 a discarica di R.S.U., successivamente recuperata all'uso agricolo.



Carta della Fattibilità geologica - scala 1:5.000 con ubicazione area interessata dalle indagini.
Il nord coincide con il margine superiore della carta

L'intervento da realizzare ricade, nella carta della fattibilità geologica del comune di Mairano, all'interno della **classe 3a** di fattibilità (fattibilità con consistenti limitazioni) a motivo della bassa soggiacenza della falda, come mostrato nel seguente stralcio della Carta della Fattibilità Geologica tratta dal P.G.T. del comune di Lograto dell'anno 2010 a cura dello Studio Geologia Ambiente.

LEGENDA

CLASSE 3 - FATTIBILITA' CON CONSISTENTI LIMITAZIONI

- | | |
|----|--|
| 3a | 3a - Area a vulnerabilità molto alta della falda freatica con soggiacenza entro 2 m e caratteristiche geotecniche dei terreni localmente scadenti. |
| 3b | 3b - Area a vulnerabilità alta della falda freatica. |
| 3c | 3c - Area di interesse morfologico-paesistico: Dosso di Pievedizio. |



Carta della Fattibilità geologica - scala 1:5.000 con ubicazione area interessata dalle indagini.

Il nord coincide con il margine superiore della carta

Nello studio geologico comunale di adeguamento alla L.R. 12/05, nella redazione della carta della PSL alla scala 1:5.000 in applicazione alla D.G.R. 8/7374 del 2009, si nota che il sito in esame è stato inserito in una zona di possibile amplificazione sismica Z4a (zona di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali). Tale contesto indica il rischio che un evento sismico ed i relativi scuotimenti producano effetti di amplificazione litologica in grado di alterare i risultati di un sisma sulla base di quanto previsto dalla D.G.R. n.IX/2616 del 30.11 2011.

LEGENDA

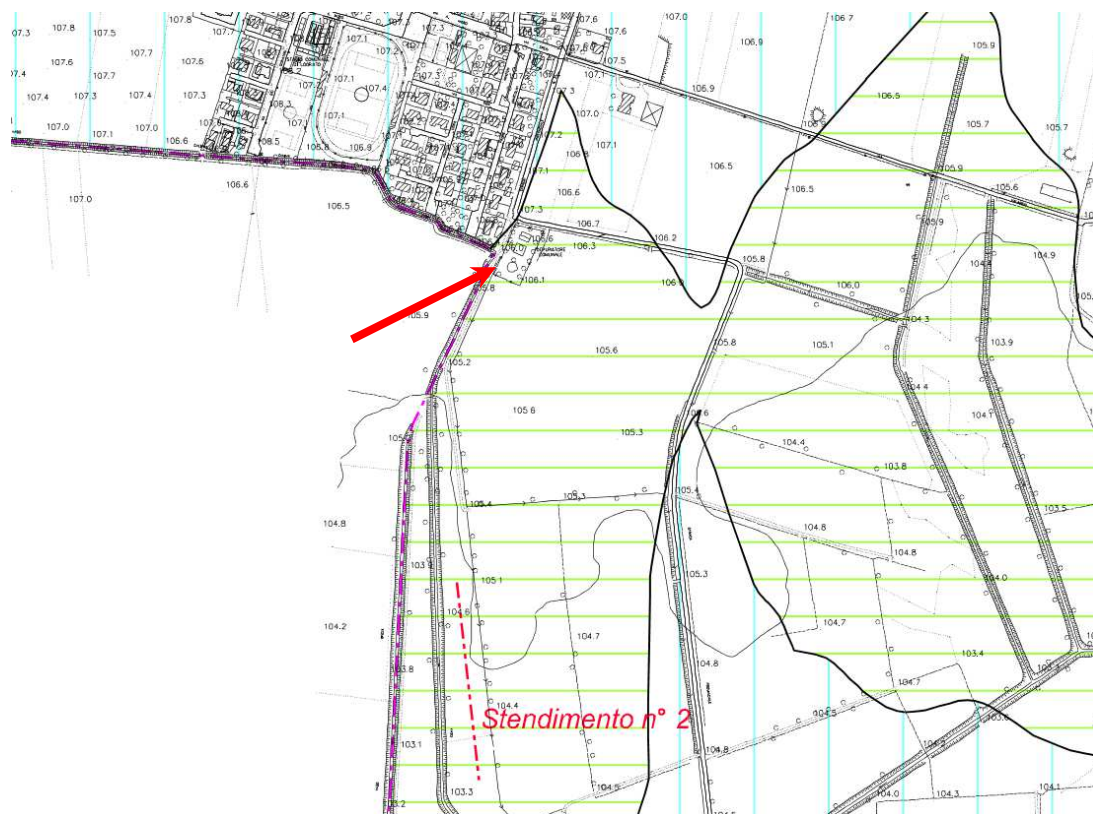
AMPLIFICAZIONI LITOLOGICHE



Zona di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi generalmente ben addensati.



Zona di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi da poco a mediamente addensati in superficie e localmente con coperture limoso-argillose-torbose.



Carta della P.S.L. in scala 1:5.000 con ubicazione area interessata dalle indagini

Il nord coincide con il margine superiore della carta

Per questo contesto la normativa prevede il secondo livello di analisi degli effetti sismici di sito. Il secondo livello si applica a tutti gli scenari suscettibili di amplificazioni sismiche (morfologiche e litologiche). La procedura consiste in un approccio di tipo semiquantitativo e fornisce la stima del fattore di amplificazione.

Nello stesso studio non si segnala la presenza, presso l'area d'interesse, di normative di **vincolo** correlate agli elementi idrografici appartenenti al Reticolo Idrico Minore o ad altre problematiche geologiche-idrogeologiche-geomorfologiche.

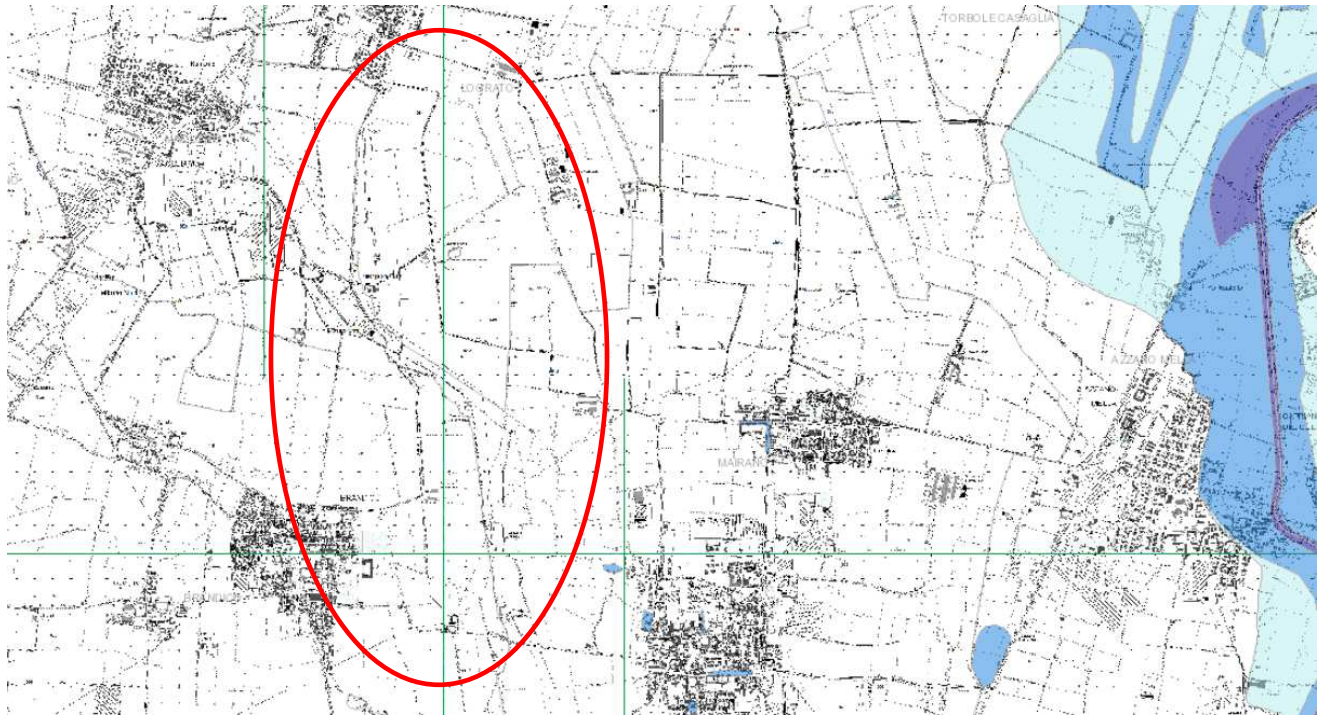
La Direttiva Europea 2007/60/CE, recepita nel diritto italiano con D.Lgs. 49/2010, ha dato avvio ad una nuova fase per la gestione del rischio di alluvioni, che il Piano di gestione del rischio di alluvioni (PGRA) deve attuare, nel modo più efficace. Il PGRA, introdotto dalla Direttiva per ogni distretto idrografico, dirige l'azione sulle aree a rischio più significativo, organizzate e

AB Servizio idrico integrato - Relazione Geologica collettamento fognario Lograto - Mairano (BS)

gerarchizzate rispetto all'insieme di tutte le aree a rischio e definisce gli obiettivi di sicurezza e le priorità di intervento a scala distrettuale, in modo concertato fra tutte le Amministrazioni e gli Enti gestori, con la partecipazione dei portatori di interesse e il coinvolgimento del pubblico in generale.

In particolare è contenuta nel PGRA la cartografia riguardante le aree interessate dal rischio alluvioni, suddivise in base allo scenario di pericolosità e alla frequenza con cui l'evento alluvione possa accadere.

La zona in esame si trova al di fuori delle aree segnalate.



Mappa tratta dal Geoportale della Regione Lombardia – Direttiva alluvioni/60/CE

<https://www.cartografia.servizirl.it/viewer30/index.jsp>

Tenuto conto di quanto sopra verificato relativamente alle Norme di PGT ad oggi vigenti, la presente relazione è redatta sulla base di tutti i dati geognostici raccolti e con particolare riguardo alla valutazione del Modello Geologico (D.M. 17/01/18) e Geofisico (D.M. 16/01/96, Ord. 3274/2003, Ord. 3519/2006, D.M. 14/01/08, D.G.R. 9/2616/2011 e D.G.R. 10/5001/2016) del sito di progetto ed alla verifica della compatibilità dell'intervento con le normative vigenti ed all'individuazione di eventuali prescrizioni/interventi necessari per la sua realizzazione.

Sono stati quindi presi in considerazione anche gli aspetti geologico applicativi, definendo la natura litologica dei terreni presenti entro l'area d'intervento.

- Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione sono state eseguite indagini geognostiche mediante esecuzione di cinque prove penetrometriche DPH (Prova Dinamica pesante). È stata raggiunta una profondità massima dal piano campagna di 6 m

nell'area dove è previsto l'intervento, al fine di analizzare le caratteristiche litologiche e geotecniche dei terreni di fondazione, la qualità e quantità del terreno coltivo e/o di eventuali terreni di riporto e la presenza di circolazioni idriche che possano interferire con le strutture di fondazione. L'indagine si è svolta in ottemperanza alle normative di legge vigenti in materia secondo le prescrizioni e gli oneri contenuti nelle raccomandazioni A.G.I. (1977).

- Per la valutazione delle velocità Vs30 di sito e la definizione del Modello Geofisico di Sito ai fini dell'analisi di 2° livello ai sensi dell'All.5 della D.G.R. 9/2616/2011, sono stati utilizzati i dati derivanti da una indagine di sismica passiva con analisi del microtremore sismico ad integrazione dei dati desunti dallo stendimento n°2 di sismica a rifrazione inserito nel PGT comunale del comune di Lograto.
- Per quanto concerne l'analisi del sistema idrografico si è tenuto conto di quanto riportato nello studio del reticolo idrico dell'intero territorio comunale procedendo, laddove necessario ad un'eventuale analisi di dettaglio secondo i criteri indicati in ultimo dalla D.G.R. n° 10/4229 del 31 ottobre 2015, in ottemperanza alla L.R. 1/2000. Sono state quindi esaminate le caratteristiche idrogeologiche del territorio d'interesse, con la descrizione delle falde circolanti nel sottosuolo dell'area oggetto di intervento.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

I comuni di Lograto e Mairano sono inseriti nel settore della pianura bresciana centrale.

Presentano una morfologia subpianeggiante con quote comprese tra 110 m s.l.m. nella porzione settentrionale e 89,1 m s.l.m. in quella meridionale.

2.1 Geologia

La maggior parte del territorio in esame è costituita da depositi fluviali e fluvioglaciali del Pleistocene superiore che formano il livello fondamentale della pianura a sud della linea delle risorgive. Essi sono costituiti prevalentemente da ghiaie e sabbie con intercalazioni sabbioso-limose o limoso-argillose.

Presentano una struttura a grosse lenti caratterizzate da differente granulometria. Quest'ultima è piuttosto variabile in conseguenza dell'azione delle acque superficiali che nel corso delle ultime migliaia di anni hanno divagato in questo settore di pianura, rielaborando i materiali precedentemente deposti.

Si riconoscono, infatti, alcune aree caratterizzate da materiali più fini, leggermente ribassate rispetto al livello fondamentale della pianura che in genere sono state occupate da paludi anche fino agli inizi di questo secolo. Solitamente esse corrispondono ad antichi alvei abbandonati e

spesso sono tuttora sede di seriole o di vasi irrigui. La tendenza al ristagno delle acque ha condizionato l'evoluzione dei suoli che sono solitamente poco profondi, neri o grigiastri, con frequenti orizzonti torbosi sepolti; il drenaggio è molto lento a causa della falda acquifera molto vicina al piano campagna e di conseguenza generalmente tali suoli presentano un valore produttivo e protettivo basso.

Adiacenti alle aree debolmente ribassate si trovano le aree stabili di poco più rilevate che presentano deboli tracce di erosione dovuta al passaggio di deflussi superficiali. I suoli di queste aree sono in genere moderatamente profondi, caratterizzati da un drenaggio da buono a mediocre e presentano solitamente caratteristiche buone dal punto di vista sia produttivo che protettivo nei confronti delle acque sotterranee.

In particolare la zona in esame si pone al limite tra un'area stabile pianeggiante ad ovest ed un'area più ribassata ad est. La copertura di materiale fine ha uno spessore di 1-1,5 m al di sotto della quale si trovano strati prevalentemente sabbiosi con intercalazioni ghiaiose. Al di sotto dei 5 m di profondità la ghiaia diviene prevalente fino a circa 30 m di profondità dal p.c., come evidenziato dalle stratigrafie dei numerosi pozzi irrigui presenti sul territorio.

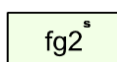
Si riporta uno stralcio della carta geologica comunale di Mairano dell'aprile 2010 a cura dello Studio Geologia Ambiente.

LEGENDA della Carta Geologica

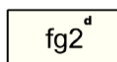
UNITA' GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICHE

Depositi fluviali e fluvioglaciali del Pleistocene superiore

Aree appartenenti al livello fondamentale della Pianura, costituite da depositi alluvionali prevalentemente ghiaioso-sabbiosi, subordinatamente sabbioso-ghiaiosi, con intercalazioni sabbioso-limose e limoso-argillose.

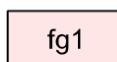


Aree stabili pianeggianti o leggermente ondulate; i suoli sono moderatamente profondi (50-100 cm), a drenaggio da buono a mediocre.

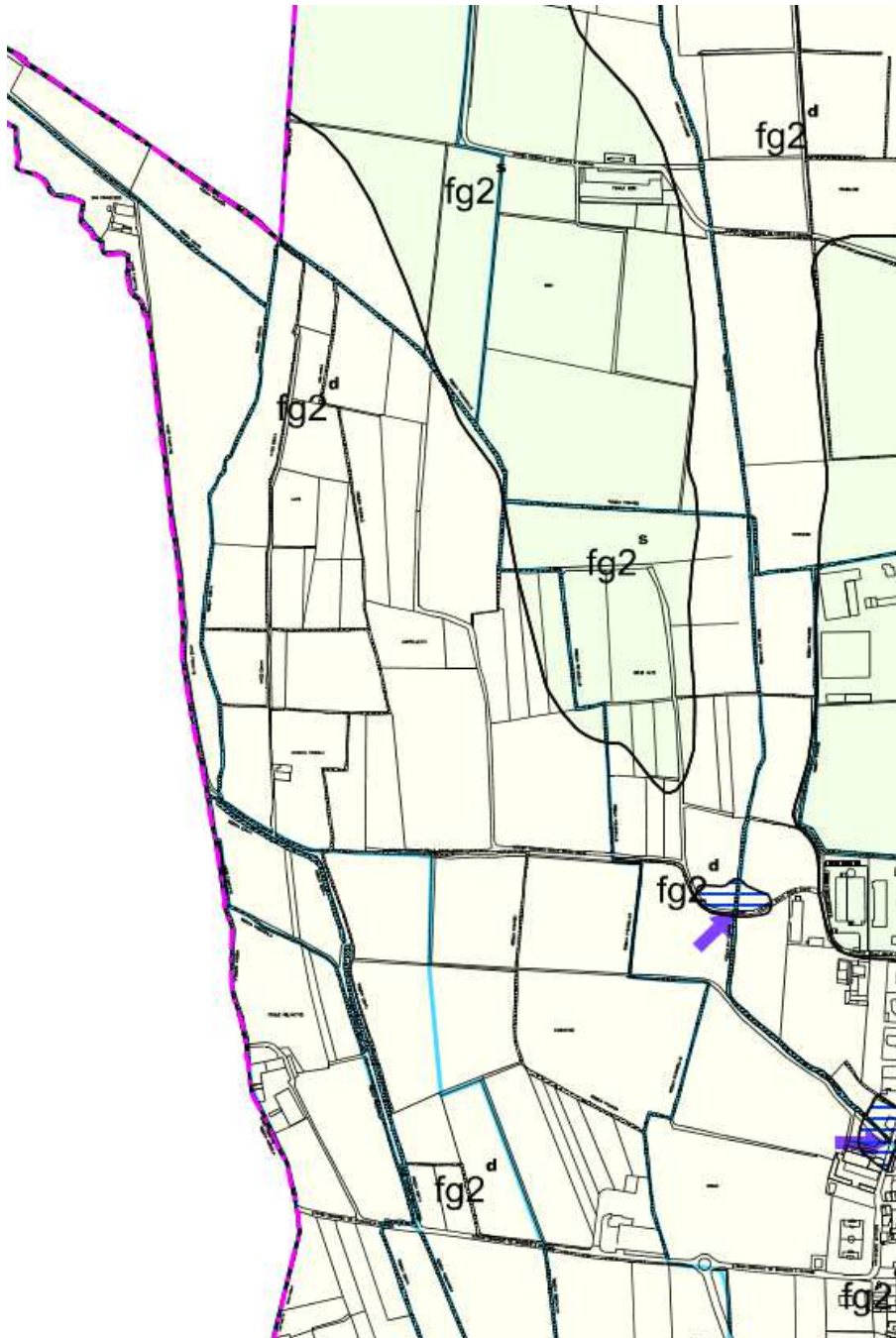


Aree debolmente depresse corrispondenti ad antichi percorsi delle acque superficiali; i suoli sono poco profondi (<50 cm), a drenaggio molto lento.

Depositi alluvionali del Pleistocene medio (Dosso di Pievedizio)



Aree debolmente rilevate rispetto al livello fondamentale della pianura, costituite da depositi prevalentemente ghiaiosi coperti da suoli molto profondi (>50 cm) e da depositi limosi loessici.

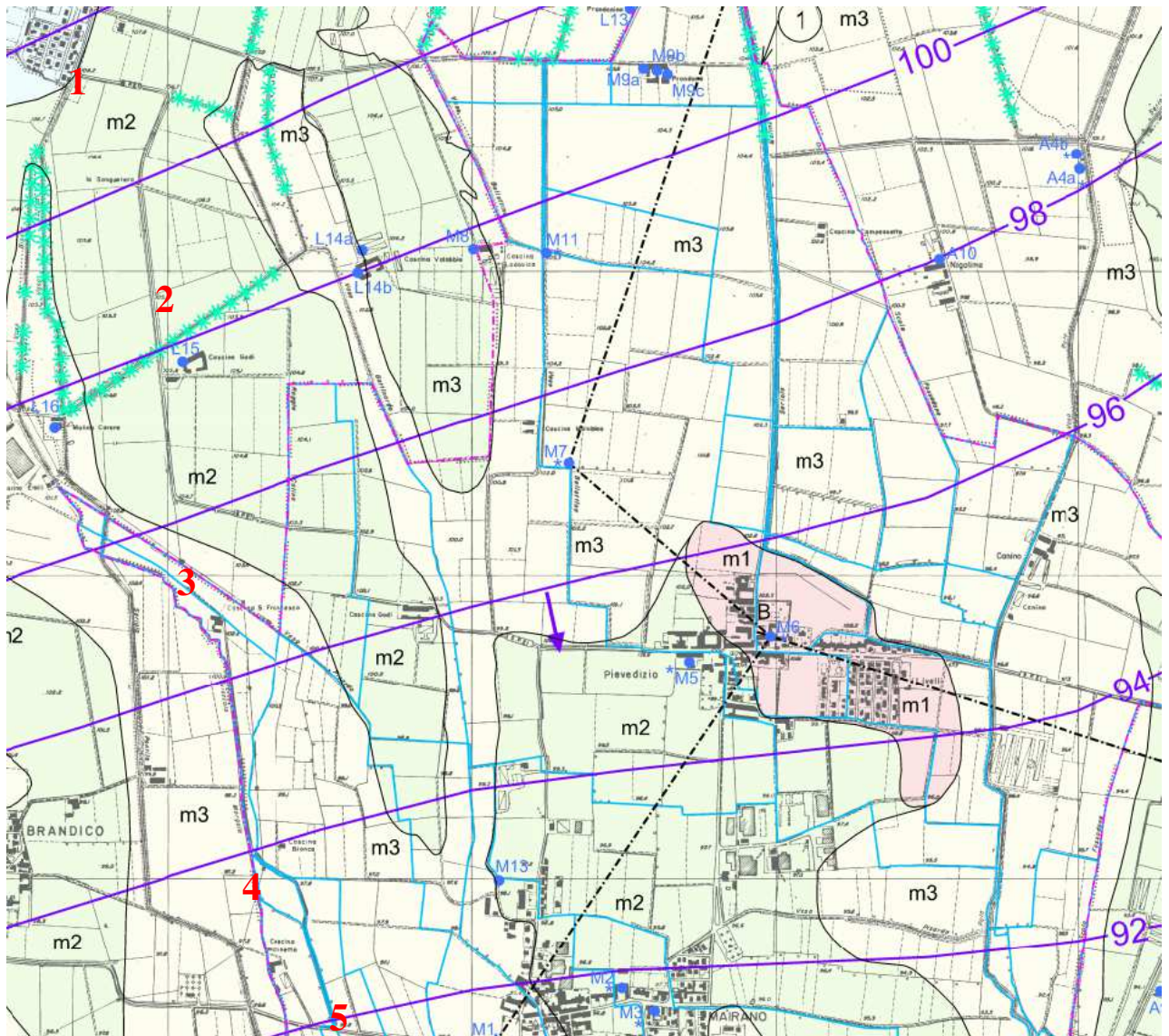


Carta Geologica scala 1:5.000 – Il nord coincide con il margine superiore della carta

2.2 Idrogeologia

Da studi precedentemente realizzati si è potuto stabilire la profondità della **falda principale** che si viene a trovare, al di sotto della zona in esame, ad una quota compresa tra 103 m s.l.m. e 92 m s.l.m. La direzione del flusso sotterraneo delle acque va da nord a sud. La soggiacenza della falda principale risulta di 2-3 m rispetto al p.c.

Si riporta uno stralcio della carta idrogeologica contenuta nel P.G.T. a cura dello Studio Geologia Ambiente.



Carta idrogeologica del comune di Lograto alla scala 1:10.000 con indicazione delle principali isofreatiche

La falda è stata incontrata durante l'esecuzione delle prove geonostiche n° 1-2-3-4-5 in data 07/07/2020, spintesi ad una profondità di 6 m dal p.c.

- Prova n°1 – quota falda: -3,1 m dal p.c.
- Prova n°2 – quota falda: -2,9 m dal p.c.
- Prova n°3 – quota falda: -1,2 m dal p.c.
- Prova n°4 – quota falda: -1,2 m dal p.c.
- Prova n°5 – quota falda: -1,5 m dal p.c.

3. ANALISI SISMICA

3.1 Analisi HVSR

La tecnica HVSR (o di Nakamura) è una tecnica sperimentale che consente di valutare alcune caratteristiche di depositi sedimentari. Si basa sulla misura del rumore sismico ambientale, generato da fenomeni naturali (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica, oltre che dall'attività dinamica terrestre. Il rumore sismico si chiama anche microtremore poiché riguarda oscillazioni molto piccole. I metodi che si basano sull'acquisizione dei microtremori si dicono passivi in quanto il rumore non è generato appositamente, utilizzando ad esempio esplosioni o la caduta di un grave, come per acquisizioni di onde rifratte o riflesse tipiche della sismica attiva.

La tecnica dei rapporti spettrali H/V consiste nel calcolo del rapporto degli spettri di Fourier del rumore nel piano orizzontale H (generalmente lo spettro H viene calcolato come media degli spettri di Fourier delle componenti orizzontali NS ed EW) e della componente verticale V. Il metodo è applicabile alle misure di rumore registrate in una singola stazione posta su sedimenti. La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica di indagine sismica passiva HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio – Metodo di Nakamura) è principalmente finalizzata all'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di sito. Esse sono correlabili ai cambi litologici presenti sia all'interno della copertura che nell'ammasso roccioso. L'utilizzo di algoritmi di calcolo finalizzati ad una modellizzazione sintetica dello spettro H/V, permette di correlare ogni picco spettrale con le discontinuità presenti nel sottosuolo. Per tale procedura necessitano dei vincoli. In questo caso i vincoli al modello vengono forniti dalle indagini geotecniche effettuate in sito. La tecnica dei rapporti spettrali (HVSR) trova la sua massima applicazione negli studi di microzonazione sismica poiché fornisce un parametro fondamentale (frequenza propria di risonanza di sito) per una corretta progettazione di edifici antisismici.

Il periodo proprio di sito è indicato dalla seguente e nota formula: $T_0 = 4H/V_s$

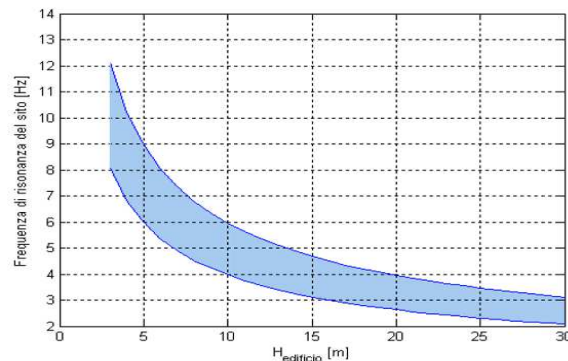
dove: $V_s = V_s$ media sino al bedrock

H = spessore dei sedimenti sovrastanti il bedrock (cosa sia da considerare bedrock è argomento complesso ma possiamo sintetizzare la cosa dicendo che è un orizzonte con forte contrasto di V_s , che da origine ad un picco dell'H/V)

Naturalmente, la frequenza di risonanza del sito sarà: $f_0 = 1/T_0$ e quindi $f_0 = V_s/4H$

Di particolare importanza è la prima frequenza naturale di vibrazione del deposito f_0 , denominata **frequenza fondamentale di risonanza**. Sarà infatti necessario porre attenzione a fenomeni di “doppia risonanza”, che si potrebbero verificare in caso di corrispondenza tra le frequenze fondamentali del segnale sismico così come trasmesso in superficie e quelle dei manufatti ivi

edificati. La frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall'altezza e può essere calcolata in prima approssimazione con il seguente grafico.



Relazione tra altezza di un edificio in c.a. e frequenza di risonanza del sito investigato: la zona in blu indica l'area più vulnerabile dal punto di vista dei fenomeni di doppia risonanza

3.1.1 Attrezzatura impiegata

Le misure del microtremore ambientale sono state effettuate con un tromografo digitale progettato specificatamente per l'acquisizione del rumore sismico. Lo strumento (SRO4 – SARA Electronic instruments) è un sismografo triassiale con geofoni da 4,5 Hz dotato di tre velocimetri orientati N-S, E-O e verticalmente, con banda utile di lettura da 0,2 e 100 Hz, collegato ad un Notebook. I dati di rumore, amplificati e digitalizzati a 24 bit, sono stati acquisiti alla frequenza di campionamento di 128 Hz tramite il software SEISMOLOG-MT della SARA Electronic instruments. I segnali così acquisiti, relativi alle componenti Verticale (Z), est-ovest (E) e nord-sud (N) sono stati successivamente analizzati con il software Geopsy (Wathelet – SESAME European research project – 2004) e quindi con la routine Dinver e GeoExplorerHVSr per derivare la curva di inversione delle velocità delle onde sismiche.



Sismografo Triassiale sul terreno

3.1.2 Risultati

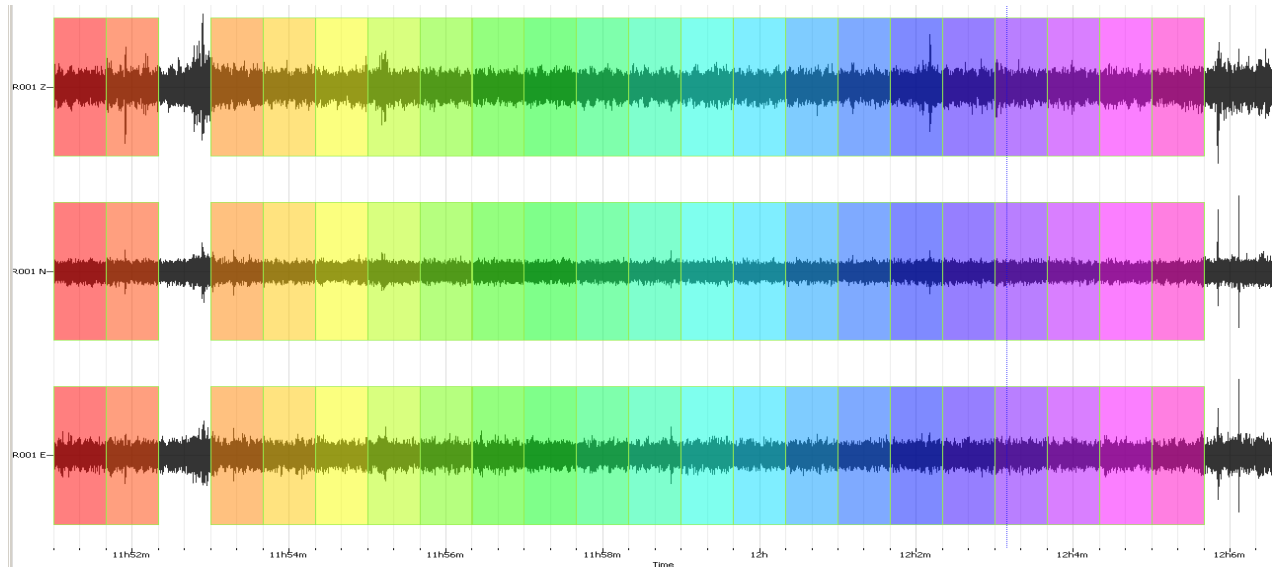
Sono state eseguite n. 1 registrazioni sismiche di microtremore (rumore di fondo) all'esterno del cancello di ingresso al depuratore di Lograto, in prossimità del punto in cui è stato eseguito il

AB Servizio idrico integrato - Relazione Geologica collettamento fognario Lograto - Mairano (BS)

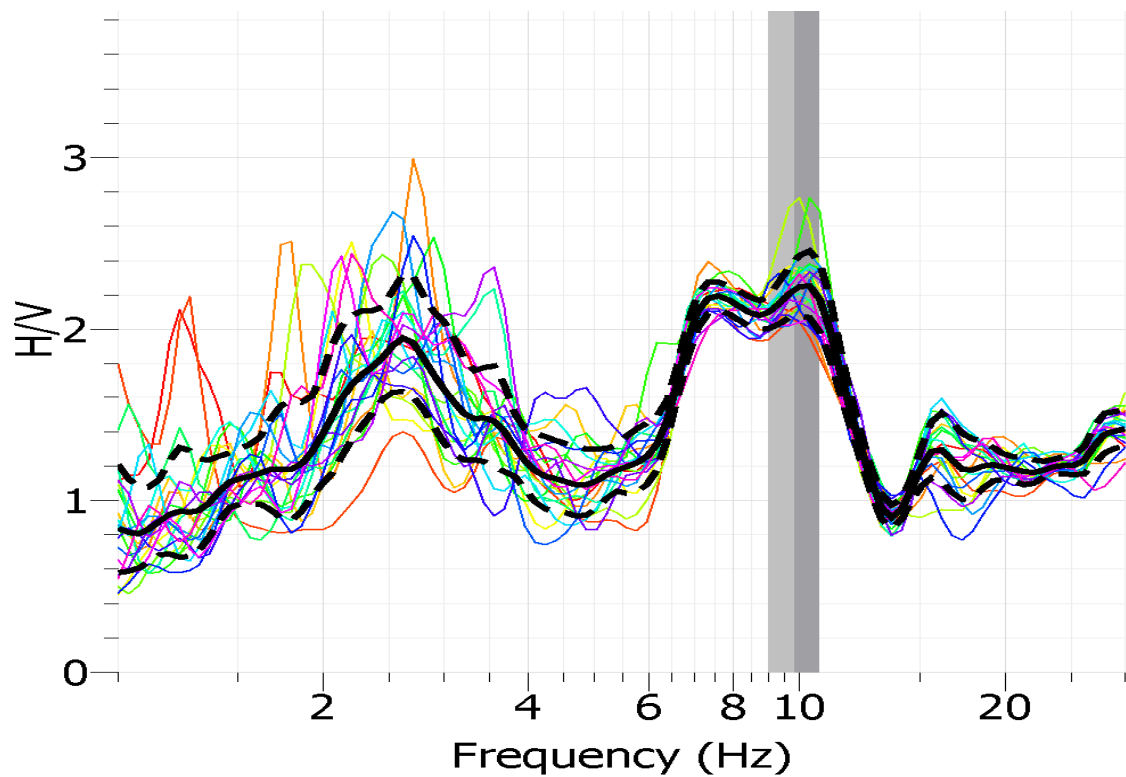
rilievo geotecnico DPH 1. La durata temporale della registrazione è stata assunta di 20 minuti (1200 s). Le analisi sono state effettuate seguendo le linee guida del progetto SESAME.

Il picco presente tra 7 e 12 Hz è di chiara natura antropica e non è stato preso in considerazione nella modellazione.

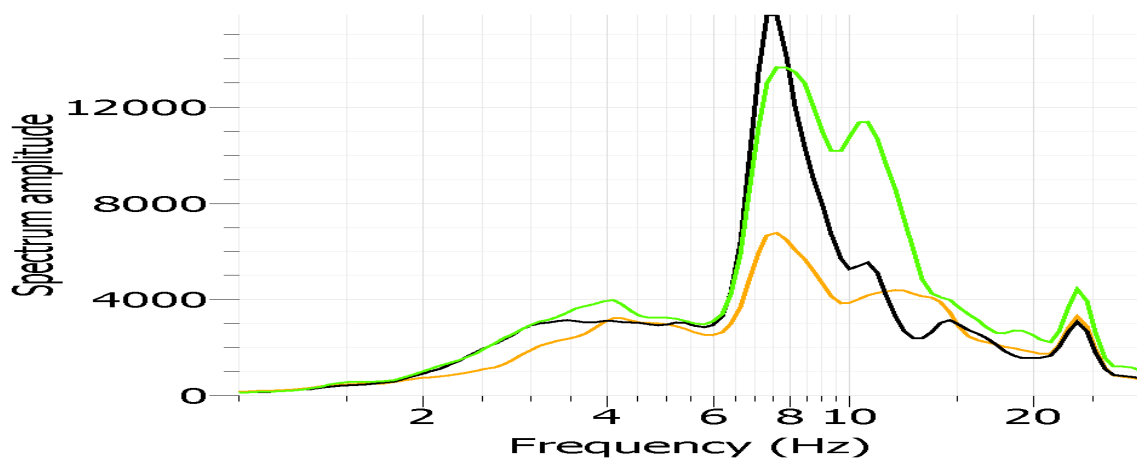
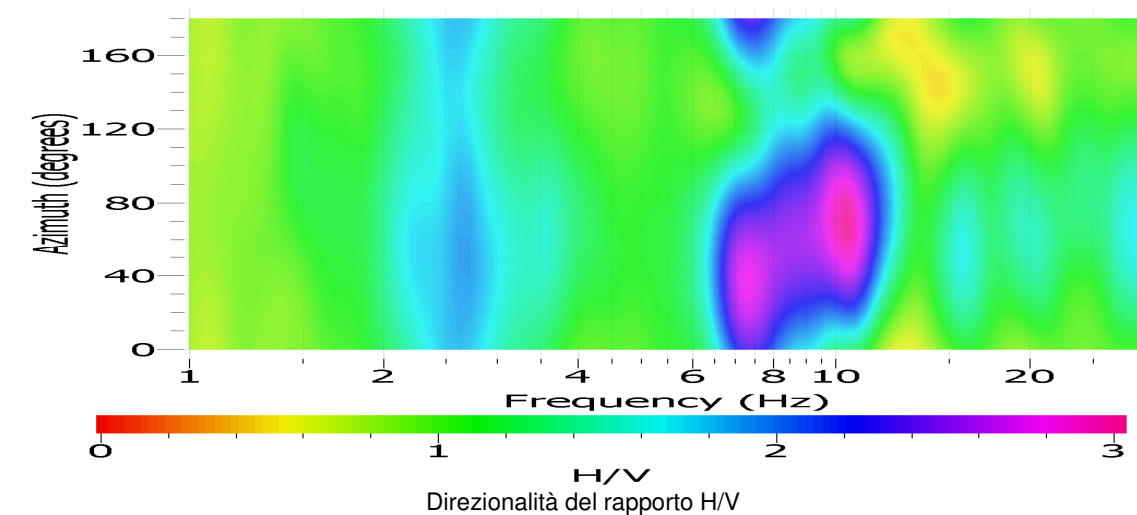
Misura HVSR tromografo digitale SRO4 – SARA Electronic instruments 4,5 Hz



Dati originali e finestre considerate nel calcolo del rapporto H/V dopo l'eliminazione dei transienti

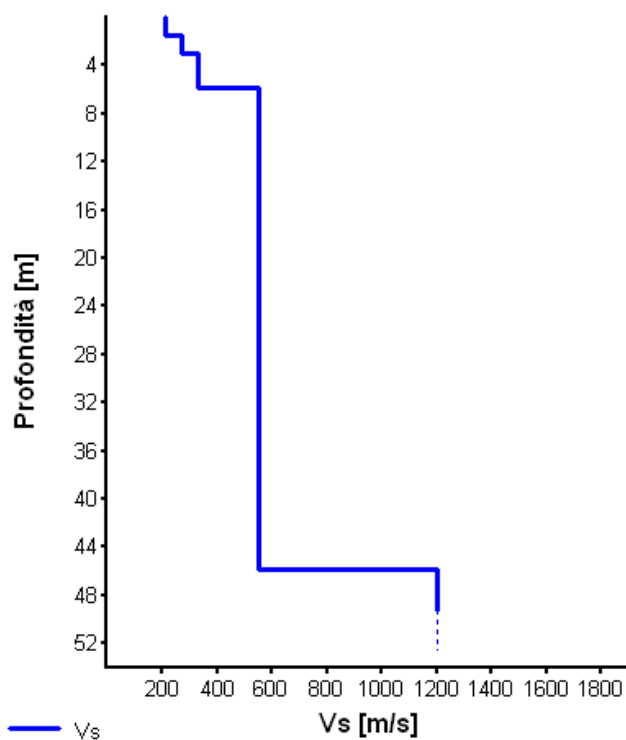


Curva H/V – Frequenza La linea continua nera rappresenta il rapporto H/V medio - Le bande grigie identificano la frequenza principale f_0

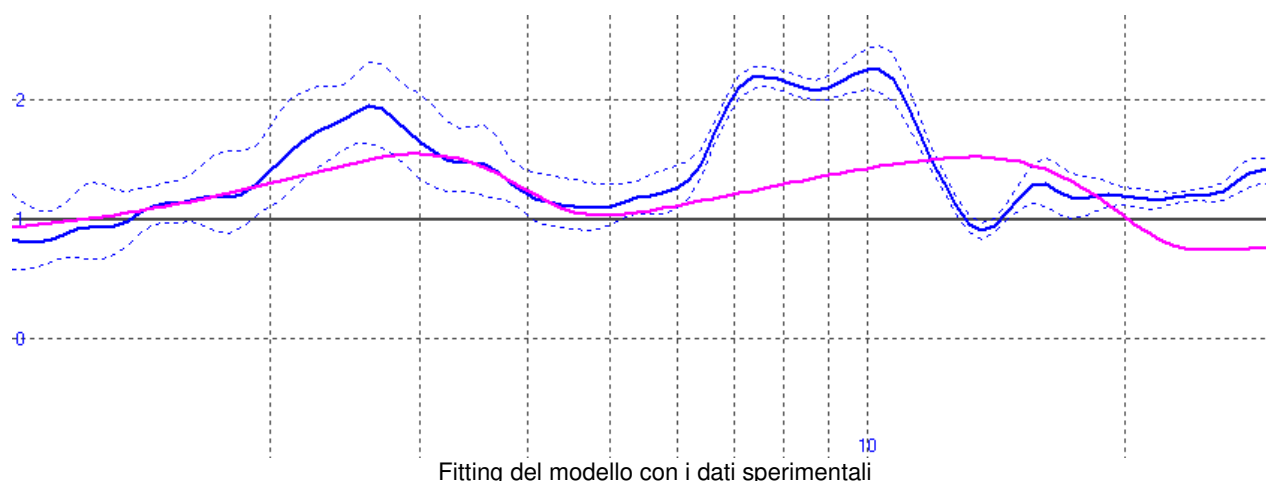


Spettri delle singole componenti - Linea verde: componente N/S – arancio: componente verticale – nera: componente E/O

Modello geofisico e principali parametri sismici



Andamento velocità onde S con la profondità



Spessore	Vp	Vs	Densità
1.5	330	210	1690
1.5	800	270	1880
2.8	1000	330	1900
40	1500	550	2000
	2400	1200	2200
Vs30 =	460	m/s	
Frequenza fondamentale di risonanza (Hz)	2,65 ± 0,05	Hz	
T =	0,38	s	

I valori di velocità delle onde sismiche presenti nelle prime decine di metri di profondità sono stati utilizzati per il calcolo della Vs30 delle onde sismiche di taglio, per comprendere in quale classe di terreno si pone il sito in esame.

Il periodo proprio del sito T, necessario per l'utilizzo della scheda di valutazione contenuta nell'allegato 5 dei criteri regionali di cui alla D.G.R. del 22 dicembre 2005 n°VIII/1566 "Criteri e indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del P.G.T, è stato misurato sul grafico H/V – Frequenza.

La seguente tabella illustra il modello geofisico ricavato dall'elaborazione dei parametri densità / Vs / Vp dei primi metri del suolo presente sul sito in esame e quindi direttamente interessati dalle strutture in progetto. Si ricorda che i moduli ricavati dalle prove geofisiche sono validi per piccole deformazioni.

Modello geofisico								
U.sismica	Densità(g/cmc)	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Vp/Vs	ν (c.Poisson)	μ (kg/cmq)	K(kg/cmq)	E(kg/cmq)
Strato 1 1,5 m	1,69	330	210	1,57	0,16	745	847	1729
Strato 2 1,5 m	1,88	800	270	2,96	0,44	1371	10205	3935
Strato 3 2,8 m	1,9	1000	330	3,03	0,44	2069	16241	5954
Strato 4 40 m	2	1500	550	2,73	0,42	6050	36933	17210
ν = coeff. Di Poisson		μ = modulo di rigidità		k = modulo di incompressibilità		E = modulo di Young		

3.2 Classificazione sismica del sito

Nell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20 marzo 2003 e nel D.M. 14-09-2005 vengono inserite specifiche norme per il progetto delle fondazioni e delle opere di sostegno. Per poter definire l'azione sismica di progetto le norme stabiliscono 5 categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità sono riferite al piano di posa delle fondazioni) identificabili sulla base delle caratteristiche stratigrafiche e delle proprietà geotecniche rilevate nei primi 30 metri e definite da parametri indicati nell'EUROCODICE 8.

Le 5 categorie del suolo di fondazione vengono di seguito descritte, così come riportato nel paragrafo 3.2.2 del D.M. 17/01/2018

- 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 fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
- C* - Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
- D* - Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 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.

Per l'applicazione delle stesse norme, inoltre, il territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore dell'accelerazione orizzontale massima (a_g) su suolo di categoria A. Questi valori da adottare in ciascuna delle zone sismiche, espressi come frazione della gravità g , sono:

Zona	Valori di a_g
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

Lograto è stato classificato nel 2014 come comune appartenente alla **zona sismica 3**. Per questa zona è stata prevista una accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (ag/g) pari a 0,15 (corrispondente ad un coefficiente di intensità sismica 0,04).

I valori di velocità delle onde sismiche presenti nelle prime decine di metri di profondità sono stati utilizzati per il calcolo della V_{s30} delle onde sismiche di taglio per comprendere in quale classe di terreno si pone il sito in esame.

Il valore di V_{s30} ricavato è stato di 460 m/s, facendo ricadere il terreno di fondazione nella classe B (Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti).

3.3 Approfondimento di 2° livello

La procedura consiste in un approccio di tipo semiquantitativo e fornisce la stima quantitativa della risposta sismica dei terreni in termini di valore di Fattore di amplificazione (Fa); gli studi sono condotti con metodi quantitativi semplificati, validi per la valutazione delle amplificazioni litologiche e morfologiche e sono utilizzati per zonare l'area di studio in funzione del valore di Fa. Il valore di Fa si riferisce agli intervalli di periodo tra 0.1-0.5 s e 0.5-1.5 s: i due intervalli di periodo nei quali viene calcolato il valore di Fa sono stati scelti in funzione del periodo proprio delle tipologie edilizie presenti più frequentemente nel territorio regionale; in particolare l'intervallo tra 0.1-0.5 s si riferisce a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide, mentre l'intervallo tra 0.5-1.5 s si riferisce a strutture più alte e più flessibili. Nel caso oggetto di studio si considera il fattore di amplificazione di riferimento per l'intervallo di periodo compreso tra 0,1 e 0,5 s.

La procedura semplificata richiede la conoscenza dei seguenti parametri:

- litologia prevalente dei materiali presenti nel sito;
- stratigrafia del sito;
- andamento delle Vs con la profondità fino a valori pari o superiori a 800 m/s;
- spessore e velocità di ciascun strato;
- sezioni geologiche, conseguente modello geofisico - geotecnico ed identificazione dei punti rappresentativi sui quali effettuare l'analisi.

3.3.1 Analisi degli effetti di amplificazione litologica

Sulla base di intervalli indicativi di alcuni parametri geotecnici ricavati dalle prove DPH, correlabili al numero di colpi della prova SPT, è stata individuata la litologia prevalente presente nel sito

corrispondente a sabbia e ghiaia per la quale è stata scelta la relativa scheda di valutazione di riferimento (scheda Litologia sabbiosa).

Individuata la scheda di riferimento si è provveduto alla verifica della validità in base all'andamento dei valori di Vs con la profondità. All'interno della scheda di valutazione è stato scelto il valore di Fa nell'intervallo 0,1-0,5 s in base al valore del periodo proprio del sito T (T=0,38 – curva 2). Il valore di Fa determinato è pari a

$$Fa_{0,1-0,5} = - 8,65 T^2 + 5,44 T + 0,84 = 1,62$$

e indica il grado di protezione raggiunto al sito dall'applicazione della normativa sismica vigente. Arrotondando ed aggiungendo +0,1 come da normativa (Allegato 5 alla DGR IX/2616 del 30/11/2011) si ottiene un valore di 1,7.

La valutazione del grado di protezione è stata effettuata in termini di contenuti energetici, confrontando il valore di Fa ottenuto dalle schede di valutazione con un parametro di analogo significato calcolato per il comune di Lograto, per la classe B e per l'intervallo di periodo 0,1-0,5 s. Per il comune di Lograto il valore soglia Fa per il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione presente nel sito è pari a 1,4. Si può quindi affermare che il valore di Fa è superiore al valore di soglia corrispondente: la normativa è da considerarsi insufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito e quindi si utilizzerà la classe di riferimento inferiore, ovvero la classe C.

3.4 Categoria topografica

Per quanto concerne le caratteristiche geomorfologiche si potrà fare riferimento alla tabella 3.2.III del D.M. 17/01/18.

Tab. 3.2.III – 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 di progetto, inserito in un contesto pianeggiante si potrà tenere conto di una categoria topografica **T1**.

Anche in questo caso tale categoria dovrà risultare compatibile con quanto risultante dall'analisi di rischio sismico di 1° e 2° livello ai sensi della normativa regionale All. 5 alla D.G.R. 9/2616/2011.

3.5 Vita nominale e Classe d'uso

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di V_N sono riportati nella tabella 2.4.I. delle NTC 2018 al paragrafo 2.4.1.

Per la struttura in progetto si propone una $V_N = 50$

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Si prevede per la struttura in progetto una **Classe d'Uso II** (paragrafo 2.4.2 NTC-18) secondo la descrizione riportata dal legislatore.

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 DM 5/11/2001, 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.

Si rimanda al Tecnico Progettista l'eventuale definizione di una diversa classe d'uso e di conseguenza di una strategia di progettazione differente.

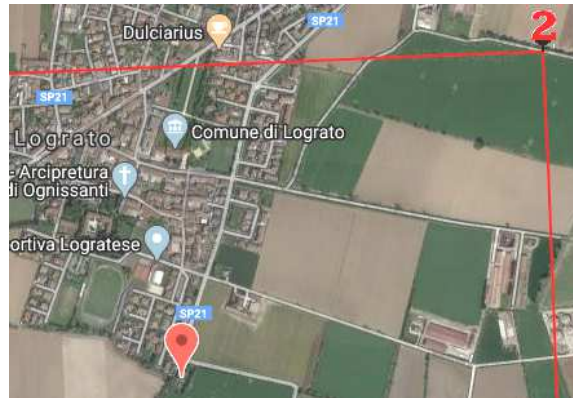
3.6 Parametri sismici di sito

Sito in esame (coordinate ED50).

latitudine: 45,478852
 longitudine: 10,058755
 Classe: 2
 Vita nominale: 50

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 12272	Lat: 45,4844	Lon: 9,9996	Distanza: 4657,129
Sito 2	ID: 12273	Lat: 45,4865	Lon: 10,0708	Distanza: 1261,020
Sito 3	ID: 12495	Lat: 45,4365	Lon: 10,0736	Distanza: 4848,832
Sito 4	ID: 12494	Lat: 45,4345	Lon: 10,0025	Distanza: 6605,641



Parametri sismici

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

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento: 81 %
Tr: 30 [anni]
ag: 0,039 g
Fo: 2,452
Tc*: 0,211 [s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento: 63 %
Tr: 50 [anni]
ag: 0,052 g
Fo: 2,396
Tc*: 0,232 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento: 10 %
Tr: 475 [anni]
ag: 0,141 g
Fo: 2,406
Tc*: 0,277 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %
Tr: 975 [anni]
ag: 0,180 g
Fo: 2,442
Tc*: 0,287 [s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss: 1,500
Cc: 1,750
St: 1,000
Kh: 0,012
Kv: 0,006

Amax: 0,570

Beta: 0,200

SLD:

Ss: 1,500
Cc: 1,700
St: 1,000

	Kh: 0,016		Beta: 0,240
	Kv: 0,008	SLC:	
	Amax: 0,762		Ss: 1,440
	Beta: 0,200		Cc: 1,580
SLV:			St: 1,000
	Ss: 1,500		Kh: 0,062
	Cc: 1,600		Kv: 0,031
	St: 1,000		Amax: 2,546
	Kh: 0,051		Beta: 0,240
	Kv: 0,025		
	Amax: 2,067		

Dove:

- Probabilità di superamento = probabilità che in un determinato lasso di tempo (periodo di riferimento V_R) nel sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato;
- T_R = tempo di ritorno di un dato evento sismico;
- a_g = valore nominale dell'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido A;
- 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;
- Ss = coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- Cc = coefficiente funzione di T^*_C ;
- St = coefficiente di amplificazione topografica;
- Kh = coefficiente sismico orizzontale;
- Kv = coefficiente sismico verticale;
- Amax = accelerazione massima attesa al sito (m/s^2) data da $a_g \times Ss \times St$;
- Beta = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

4. INDAGINE GEOGNOSTICA

Per conoscere in dettaglio la stratigrafia del terreno in profondità sono state eseguite delle prove penetrometriche dinamiche tipo DPH. Questo tipo di prova consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno, mediante battitura, una punta conica metallica posta ad una estremità di un'asta di acciaio.

La battitura si ottiene dalla caduta di un maglio da un'altezza stabilita. Per queste prove è stato utilizzato un penetrometro dinamico con massa battente di 50 kg ed altezza di caduta di 0,50 m. La resistenza del terreno è funzione diretta del numero di colpi necessari per l'approfondimento dell'asta di 30 cm; con l'aumentare della profondità, vengono giuntate aste successive che

trasmettono la pressione alla punta. Per misurare l'attrito laterale delle aste contro i terreni attraversati, si è utilizzata una chiave dinamometrica con scala 10-200 Nxm. La misura del momento torcente è stata effettuata ad ogni giunzione di asta ed al termine della prova.

Per la determinazione del valore N_{SPT} dalle prove penetrometriche dinamiche continue DPH è stata utilizzata la seguente correlazione:

$$N_{SPT} = N_{DPH} \times \beta$$

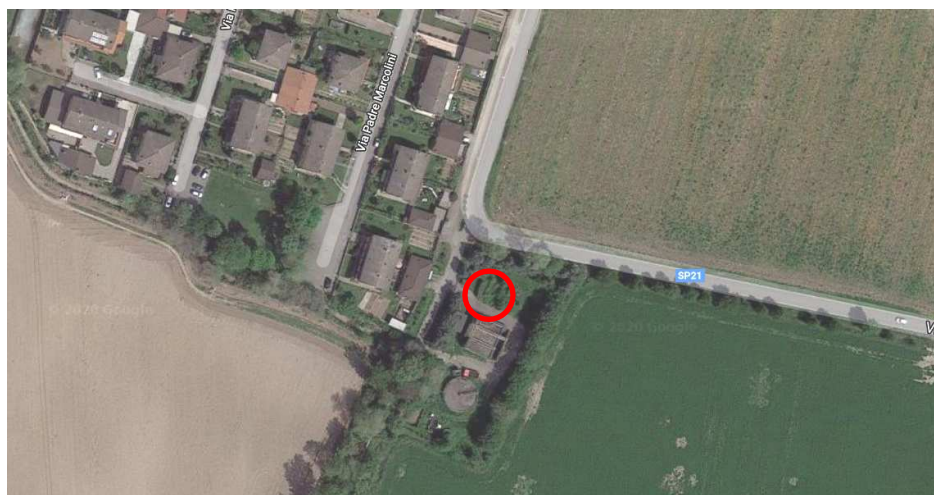
Dove β è un coefficiente di conversione pari a 0,766 calcolato secondo la formula di LaCroix-Horn (1973). Nel presente studio, non avendo misurato il rendimento medio del sistema di battuta si è preferito porre precauzionalmente il coefficiente β pari a 0,7

Le prove penetrometriche hanno permesso di individuare le caratteristiche degli strati posti al di sotto del piano campagna in modo da definire strati, il più possibile omogenei da un punto di vista meccanico, da utilizzare per la determinazione di sezioni geotecniche adeguate ai fini del calcolo della capacità portante e dei cedimenti.

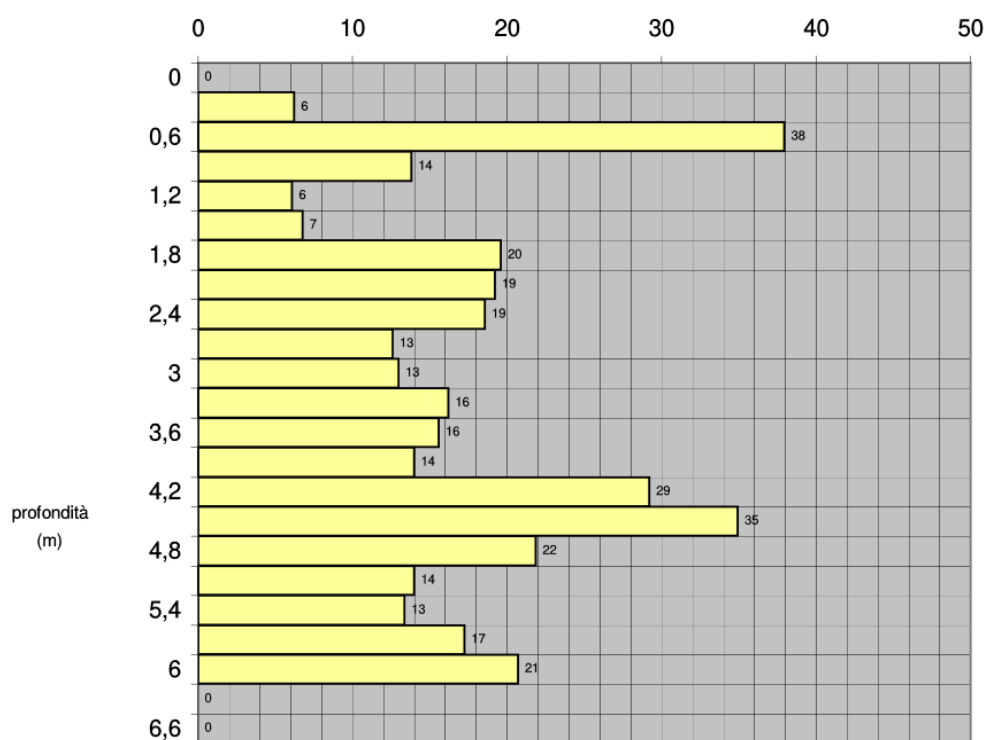
Le unità litotecniche sono state definite in funzione della loro resistenza all'avanzamento della punta penetrometrica. Ricordo quindi che le unità litotecniche proposte, potrebbero non coincidere con strati a granulometria omogenea, ma solamente a terreni che oppongono resistenze simili all'avanzamento delle aste.

Si riportano di seguito i dati ricavati dalle prove e l'ubicazione delle stesse.

Posizione N°1 – Depuratore Lograto

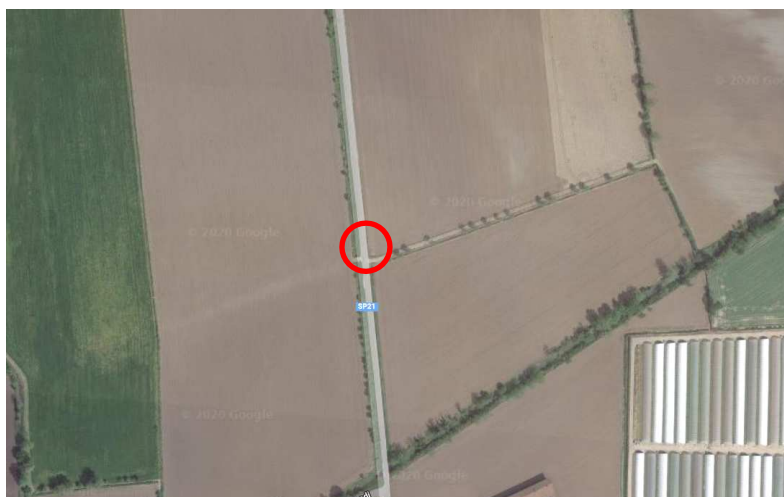


N = N(30) Numero di colpi penetrazione punta - avanzamento d=30 cm

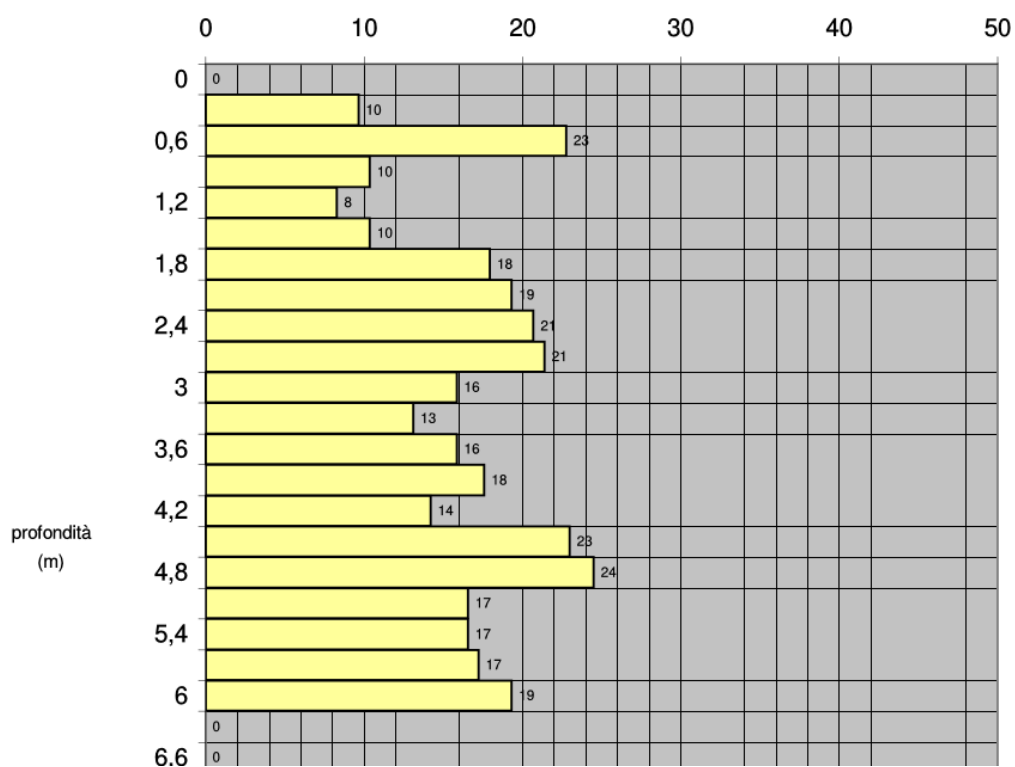


Profondità raggiunta - m dal p.c.	6	
Falda	-3,1 m dal piano del piazzale	
Stratigrafia	0 – 0,6 m	Riporto antropico in ghiaia con sabbia
	0,6 – 1,5 m	Sabbia limosa
	1,5 - 6 m	Sabbia ghiaiosa

Posizione N°2 – Via Godi - Lograto

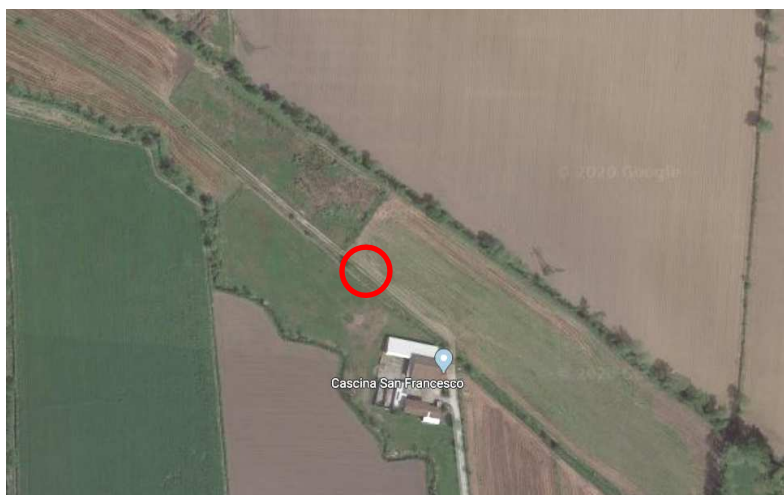


N = N(30) Numero di colpi penetrazione punta - avanzamento d=30 cm

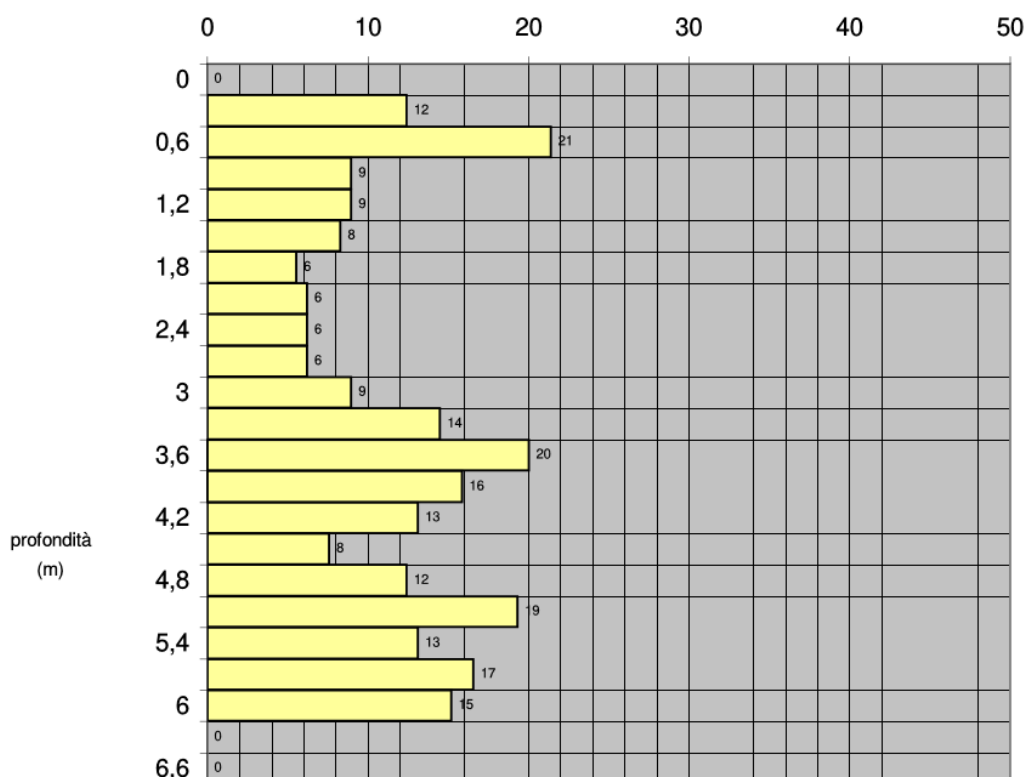


Profondità raggiunta - m dal p.c.	6	
Falda	-2,9 m dal piano stradale	
Stratigrafia	0 – 1,5 m	Sabbia limosa
	1,5 - 6 m	Sabbia ghiaiosa

Posizione N°3 – C.na San Francesco - Mairano

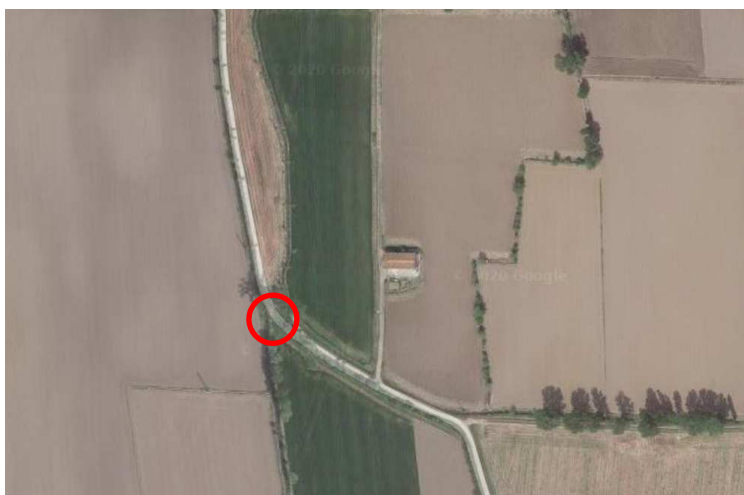


N = N(30) Numero di colpi penetrazione punta - avanzamento d=30 cm

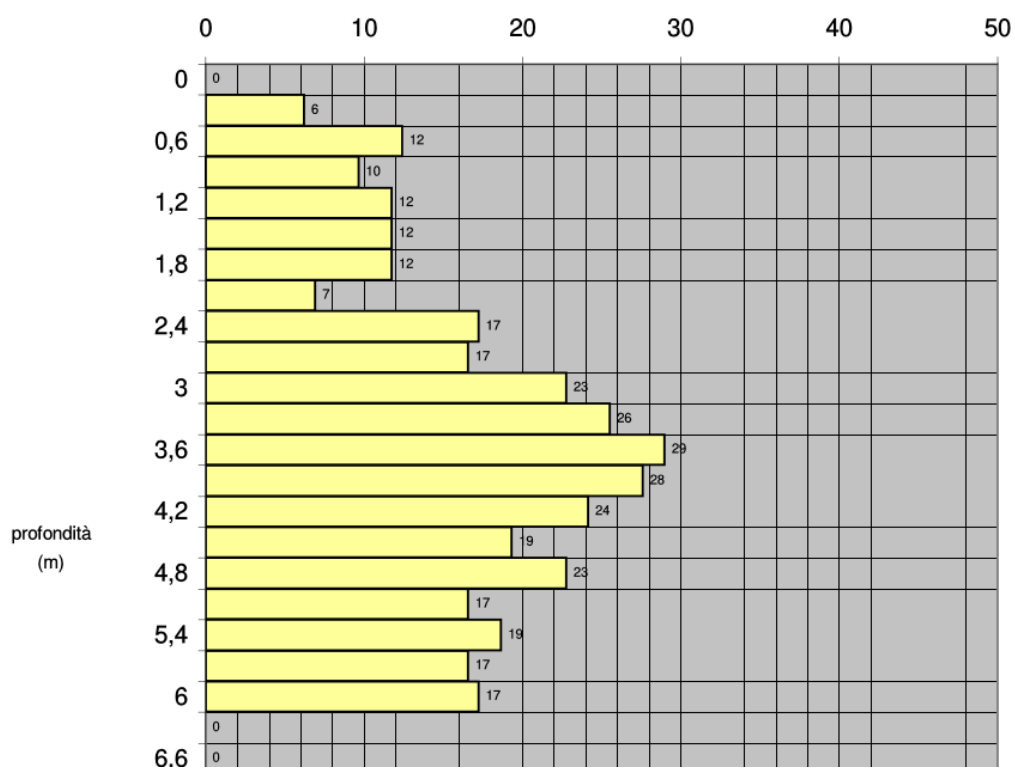


Profondità raggiunta - m dal p.c.	6	
Falda	-1,2 m dal piano del prato	
Stratigrafia	0 – 1,5 m	Sabbia con ghiaietto
	1,5 – 3 m	Sabbia limosa
	3 - 6 m	Sabbia con poca ghiaia

Posizione N°4 – C.na Piccola - Mairano



N = N(30) Numero di colpi penetrazione punta - avanzamento d=30 cm

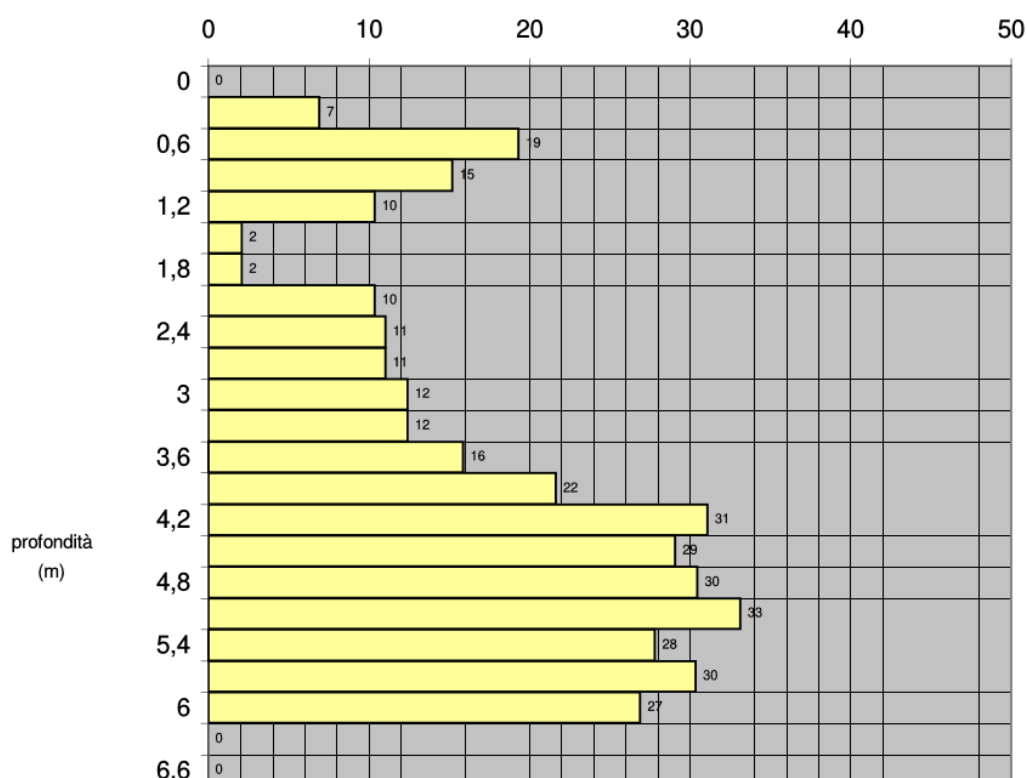


Profondità raggiunta - m dal p.c.	6	
Falda	-1,2 m dal piano del prato	
Stratigrafia	0 – 2,1 m	Sabbia
	2,1 – 6 m	Sabbia ghiaiosa

Posizione N°5 – Via Cesare Battisti - Mairano



N = N(30) Numero di colpi penetrazione punta - avanzamento d=30 cm



Profondità raggiunta - m dal p.c.	6	
Falda	-1,5 m dal piano del prato	
Stratigrafia	0 – 1,2 m	Sabbia
	1,2 – 1,8 m	Limo
	1,8 – 3,3	Sabbia
	3,3 - 6	Ghiaia con sabbia

5. ELABORAZIONE PARAMETRI GEOTECNICI

5.1 Unità litotecniche

Le prove penetrometriche hanno permesso di individuare le caratteristiche degli strati posti al di sotto del piano campagna in modo da definire strati, il più possibile omogenei da un punto di vista meccanico, da utilizzare per la determinazione di sezioni geotecniche adeguate ai fini del calcolo della capacità portante e dei cedimenti.

Le unità litotecniche sono state definite in funzione della loro resistenza all'avanzamento della punta penetrometrica. Ricordo quindi che le unità litotecniche proposte, potrebbero non coincidere con strati a granulometria omogenea, ma solamente a terreni che oppongono resistenze simili all'avanzamento delle aste.

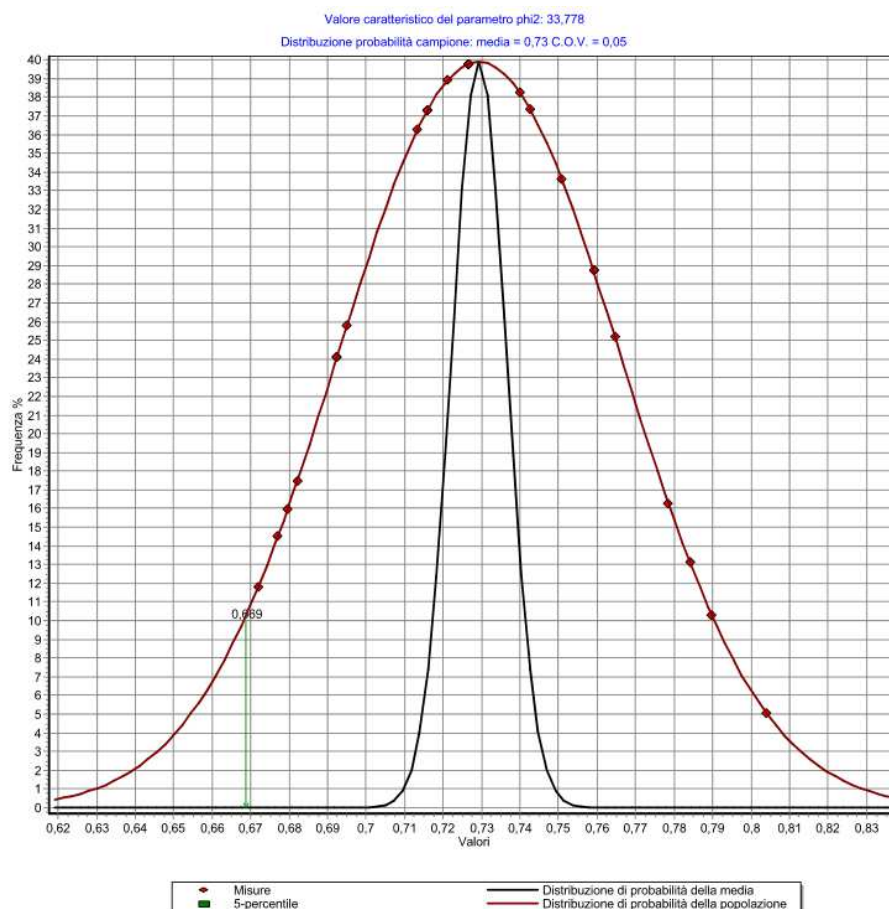
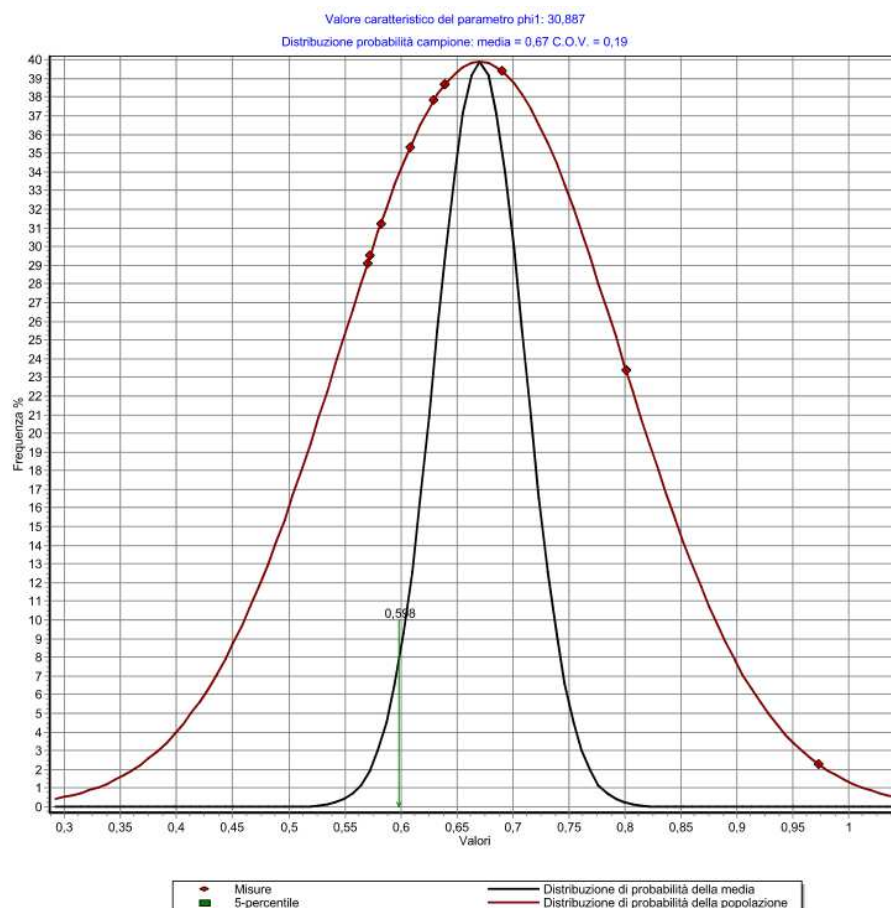
Segue la descrizione schematica delle unità, la definizione del loro spessore e i parametri geotecnici calcolati utilizzando le formule seguenti:

Parametro	Formula utilizzata
Dr (densità relativa)	Terzaghi – Peck (1967)
φ (angolo di attrito efficace)	Hatanaka – Uchida (1996)
E' (modulo di deformazione elastica)	AASHTO (1996)
M (modulo edometrico)	Shultze e Muhs (1966)
γ (peso di volume)	Bruschi (1980-2005)
Cu (coesione)	Bruschi (2004)

Per ogni parametro, per ciascuna delle unità litotecniche in cui è stato diviso il sottosuolo, è stato valutato il valore caratteristico utilizzando l'approccio statistico (come suggerito negli Eurocodici si è considerato il 5-percentile).

Tutti i valori dei parametri che compaiono nelle seguenti tabelle, utilizzati nei calcoli dei paragrafi successivi, sono quindi valori caratteristici (f_k), cioè valori rappresentativi del parametro considerato all'interno di ciascun strato (D.M. 14.09.2005 - D.M. 17.01.2018).

Si riportano le distribuzioni di probabilità del campione di misure ricavate dalle indagini, la distribuzione della media con il relativo C.O.V. e il valore caratteristico di alcuni dei parametri più sotto riportati.



5.1.1. Descrizione parametri caratteristici nelle Unità litotecniche

Unità litotecnica A Strato di copertura in sabbie limose

N°SPT medio 6

Spessore (m) 1,5

Dr (densità relativa)	32 %
φ_k (angolo di attrito efficace)	30,8 °
E ₅₀ (modulo elastico)	90 kg/cmq
M (modulo edometrico)	233 kg/cmq
γ_k (peso di volume)	1,69 t/mc

Unità litotecnica B Sabbia e ghiaia

N°SPT medio 14

Spessore (m) 14

Dr (densità relativa)	48 %
φ_k (angolo di attrito efficace)	33,7 °
E ₅₀ (modulo elastico)	185 kg/cmq
M (modulo edometrico)	297 kg/cmq
γ_k (peso di volume)	1,88 t/mc



Regione Lombardia



Comune di Lograto

Realizzazione impianto di sollevamento presso il depuratore di Lograto

Via Godi s.n.c. - Lograto (BS)

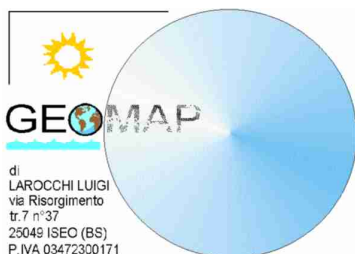
RELAZIONE GEOTECNICA preliminare D.M. 17/01/2018

(Relazione R2 ai sensi della L.R. 33/2015 e della D.G.R. X/5001/2016)

- VERIFICHE AGLI SLU
- VERIFICHE AGLI SLE

COMMITTENTE: Acque Bresciane S.r.l. - Via XXV aprile n°18 - 25038 Rovato (BS)

Iseo, giugno 2020



Dott.geol. Luigi Larocchi

N°1172 o.g.l.



6. VERIFICHE

In funzione dei dati ottenuti dalle indagini geognostiche, è stata valutata la capacità portante dei terreni su cui dovrà poggiare la costruzione in progetto.

Dato che l'opera non è ancora in fase avanzata di progettazione i calcoli sono stati eseguiti ipotizzando ingombri e carichi di prima stima.

Si sono seguiti i criteri proposti nel D.M. 01-2018.

6.1 Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU - NTC 2018)

Le NTC 2008 prevedono che le verifiche agli stati limite siano condotte in regime statico e dinamico. Nel caso di fondazioni superficiali per gli SLU, sia in condizioni statiche che dinamiche, le verifiche di sicurezza devono rispettare la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La verifica di questa condizione si effettua impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 – A2), per i parametri geotecnici (M1 - M2) e per le resistenze (R1 - R2 - R3).

Seguendo i criteri proposti nel D.M. 01-2018 per la verifica in regime dinamico al collasso per carico limite sono state considerate le azioni sismiche con i relativi parametri sismici dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV - par.3.2.1 NTC 2018).

Il codice di calcolo utilizzato per l'elaborazione dei dati è quello presente nel programma *LoadCap 2018*, della Geostru Software.

Nel caso di sollecitazioni indotte da un evento sismico è opportuno tenere in considerazione, nel calcolo dei carichi ammissibili, anche degli effetti inerziali sul terreno di fondazione; effetti che conducono ad una diminuzione della capacità portante. In sostanza la componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale. L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza è quello di considerare l'accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni secondo la relazione:

$$\Theta = \arctg a_{gSLV} = \arctg 0,14 = 8^\circ$$

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 e circolare.

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

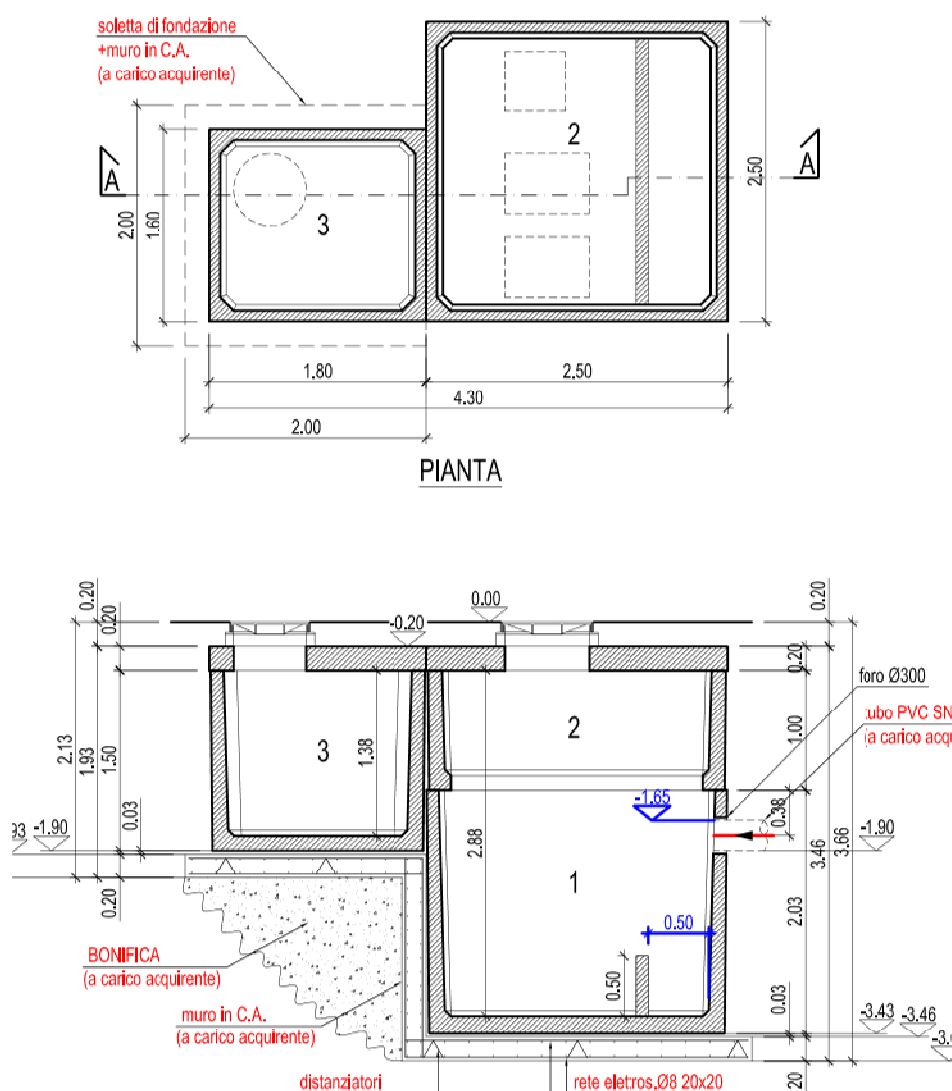
LEGGI REGIONALI

- Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della L.R. n. 12 del marzo 2005 D.G.R. 28 maggio 2008, n. 8/7374
- Delibera della Giunta Regionale della Regione Lombardia del 22.03.96 n°6/10350: "Regolamento per i termini e le modalità di controllo da effettuarsi sulle costruzioni in zone sismiche regionali".

Tali normative, insieme ad altre ad esse collegate ed alle numerose circolari che ne illustrano i principi applicativi, cercano di regolare il tipo di indagine, i calcoli richiesti, le verifiche necessarie ed i professionisti abilitati, per la stesura delle relazioni geologiche e geotecniche riguardanti, tra le altre cose, le opere di fondazione, con particolari prescrizioni per quelle realizzate in zona sismica.

Si riportano di seguito i parametri geotecnici utilizzati ed i risultati ottenuti.

Viene utilizzato l'approccio 2 (A1+M1+R3) per fondazioni a platea di dimensioni 2,5 x 2,5 m, poste a 3,6 m dal p.c. (altezza di incastro 0,20 m).



Esempio di impianto di sollevamento - Pianta e Sezione

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove V_d è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre R_d è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto R_d si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2 (45 + \phi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B' / L') \cdot \sin \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 (B' / L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H

$$i_q = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi')]^{m+1}$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[2 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) \right]} \text{ con } H//B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[2 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[1 + \left(\frac{L'}{B'} \right) \right]} \text{ con } H//L'$$

Se H forma un angolo θ con la direzione di L', l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2018
Zona	3
Larghezza fondazione	2,5 m
Lunghezza fondazione	2,5 m
Profondità piano di posa	3,6 m
Altezza di incastro	0,2 m
Profondità falda	6,0
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0,2/0,1 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,176
Effetto sismico secondo	EC7/8
Coefficiente sismico orizzontale	0,0423

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m³]	Peso unità di volume saturo [Kg/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm²]	Coesione non drenata [Kg/cm²]	Modulo Elastico [Kg/cm²]	Modulo Edometrico [Kg/cm²]	Poisson
1,5	1690,0	1730,0	30,8	0,0	0,0	90,0	233,0	0,16
14,0	1880,0	1950,0	33,7	0,0	0,0	185,0	297,0	0,4

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm²]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	1,98	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	1,94	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	4,46 Kg/cm ²
Resistenza di progetto[Rd]	1,94 Kg/cm ²
Tensione [Ed]	1,94 Kg/cm ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	2,3
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	1,78 Kg/cm ³
---------------------	-------------------------

A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	28,39
Fattore [Nc]	41,06
Fattore [Ng]	36,53
Fattore forma [Sc]	1,58
Fattore profondità [Dc]	1,24
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,55
Fattore profondità [Dq]	1,24
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	4,56 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,98 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

SISMA

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====	
Fattore [Nq]	28,39
Fattore [Nc]	41,06
Fattore [Ng]	36,53
Fattore forma [Sc]	1,58
Fattore profondità [Dc]	1,24
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,55
Fattore profondità [Dq]	1,24
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7

Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,98
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	0,99
=====	
Carico limite	4,46 Kg/cm ²
Resistenza di progetto	1,94 Kg/cm ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

6.2 Verifica allo scorrimento (SLU - NTC 2018)

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dall'utente (usualmente viene trascurata).

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale N_{sd} è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto, c_a è l'adesione plinto-terreno e A' è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

La geometria della fondazione adottata nel calcolo è la medesima di quella utilizzata nel calcolo della capacità portante. I carichi verticali sono stati calcolati ipotizzando la massima resistenza di progetto verificata sulla fondazione.

Carico verticale $N = 93750 \text{ kg}$

Spinta orizzontale $Y = 13050 \text{ kg}$

VERIFICA A SCORRIMENTO (A1+M1+R3)

=====	
Adesione terreno fondazione	0,08 Kg/cm ²
Angolo di attrito terreno fondazione	20°
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	37136 Kg
Sollecitazione di progetto V_{sd}	13050 Kg
Fattore sicurezza	3,13
=====	

Essendo il rapporto $S/H > 1,1$ con S = resistenza al taglio mobilitata lungo la base della fondazione ed H = forza orizzontale esterna applicata, la verifica risulta soddisfatta

6.3 Verifiche nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE - NTC 2018)

Per gli SLE le verifiche di sicurezza, in condizioni statiche e dinamiche, devono rispettare la condizione:

$$E_d \leq C_d$$

Dove E_d è il valore di progetto dell'effetto dell'azione e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni. Nel caso di fondazioni superficiali C_d equivale al valore limite massimo delle azioni delle azioni di progetto a cui corrisponde il cedimento massimo accettabile per la fondazione (25 mm).

Seguendo i criteri proposti nel D.M. 01-2018 per la verifica in regime dinamico dei cedimenti sono state considerate le azioni sismiche con i relativi parametri sismici dello stato limite di danno (SLD - par.3.2.1 NTC 2018).

La tabella seguente mostra i parametri di accelerazione sismica del sito.

Parametri sismici del sito	
Stato limite considerato	SLD – Danno
TR (s)	50
Ag (m/s²)	0,52
Fo	2,40
T*c (s)	0,23

Il codice di calcolo utilizzato per l'elaborazione dei dati è quello presente nel programma *LoadCap 2018*, della Geostru Software.

CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_c / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

nella quale:

- q' Pressione efficace lorda;
- σ'_{v0} Tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
- B Larghezza della fondazione;
- I_c Indice di compressibilità;

f_s, f_H, f_t Fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{AV} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_s, f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,076
Coefficiente sismico orizzontale	0,016
Coefficiente sismico verticale	0,008

La fondazione viene considerata rigida

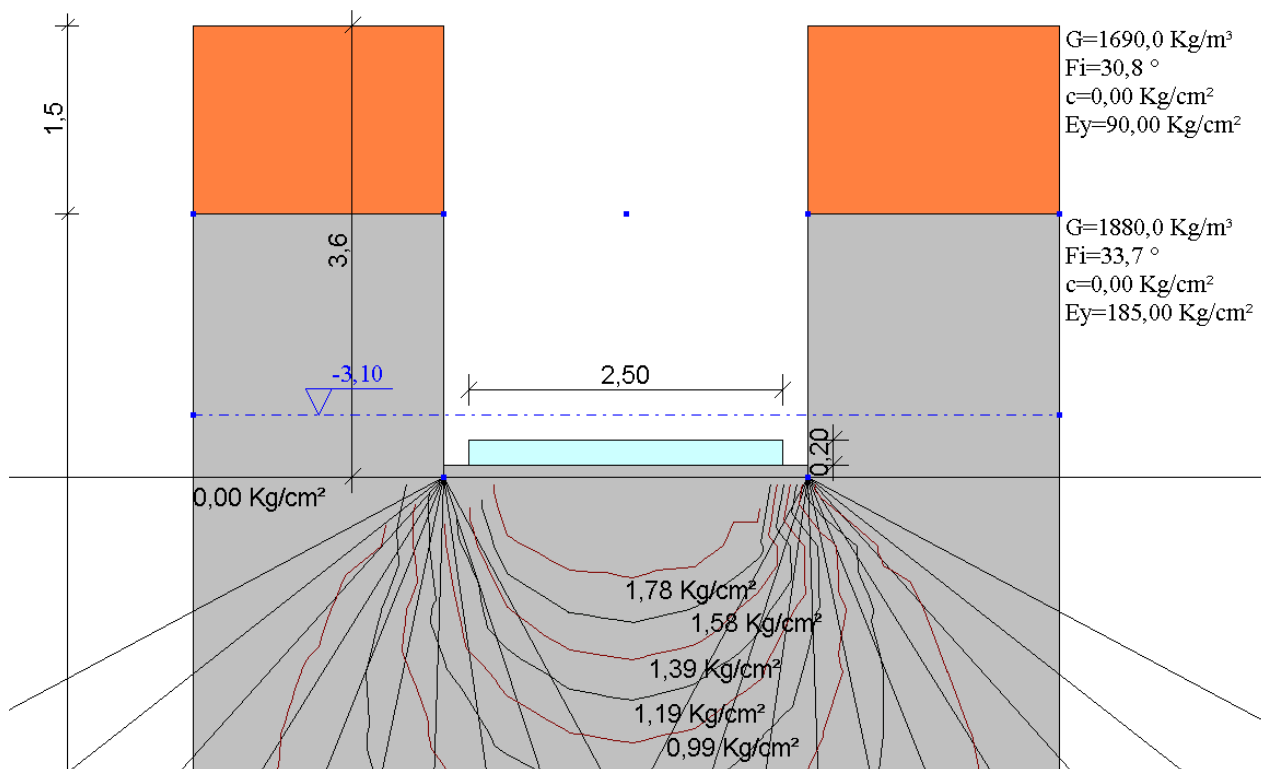
CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	2,0 Kg/cm ²
Tempo	15,0
Profondità significativa Z_i (m)	5
Media dei valori di N_{spt} all'interno di Z_i	14
Fattore di forma f_s	1
Fattore strato compressibile f_H	1
Fattore tempo f_t	1,44
Indice di compressibilità	0,042
Cedimento	18,179 mm

Per quanto riguarda i cedimenti bisogna considerare che la pressione indotta al terreno di fondazione dall'applicazione di un carico si esaurisce in genere nei primi metri di profondità. La letteratura propone un'altezza a cui si esaurisce la pressione nel terreno pari a 4 volte il lato

minore della fondazione. Il **cedimento totale risulta inferiore a 25 mm con un carico di 2 kg/cm²**, come illustrato nella precedente tabella.

Si riporta la sezione geotecnica inserita per i calcoli della capacità portante e dei cedimenti.



Sezione geotecnica e bulbo delle pressioni indotte nel terreno dalle fondazioni

6.4 Verifica a liquefazione del terreno

La liquefazione è un fenomeno di riduzione della resistenza al taglio causata dall'incremento della pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante uno scuotimento sismico. La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti minori di 0,1 g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal p.c. per strutture con fondazioni superficiali;
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica dinamica normalizzata maggiore di 30 colpi o resistenza penetrometrica statica normalizzata maggiore di 180;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura 7.11.1 (a) delle NTC 2008 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 $U_c > 3,5$.

In considerazione della presenza di falda entro i 15 m dal piano campagna (con le previste oscillazioni si prevede un livello massimo a -6 m dal p.c.) e di litotipi granulari è stata eseguita una verifica alla liquefazione. E' stata adottata una procedura semplificata come indicato nel DM 17.01.2018, utilizzando la seguente formula (SEED-IDRISS 1982) basata sulla resistenza alla penetrazione SPT di terreni granulari. La formula utilizzata, suggerita dagli Autori è la seguente:

$$F_s = \frac{\left[N_{SPT} * \left(\frac{1.7}{\sigma'_{vo}} + 0.7 \right) + N_F \right]}{90} \\ 0.65 * \left(\frac{a_{max}}{g} \right) * \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} * r_d$$

dove:

F_s = fattore di sicurezza alla liquefazione

σ'_{vo} = tensione litostatica efficace

σ_{vo} = tensione litostatica totale

N_F = coefficiente dipendente dalla granulometria

a_{max} = accelerazione massima attesa

r_d = coefficiente di riduzione dello sforzo, dipendente dalla profondità

VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica; R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (Kg/cm ²)	S'vo (Kg/cm ²)	T	R	Fs	Condizione:
2	15,50	14,00	9,785	2,972	1,732	0,151	0,173	1,15	Livello non liquefacibile

Il terreno non possiede caratteristiche geotecniche che lo rendono teoricamente suscettibile alla liquefazione. Le eventuali lesioni strutturali saranno quindi da ricondurre non a fenomeni di liquefazione di porzioni del terreno di sottofondazione ma al diretto scuotimento del suolo durante l'evento sismico.

Nakamura (1996) propone di utilizzare il parametro K_g , ricavato con la tecnica HVSR, per quantificare la vulnerabilità sismica del sito, in riferimento soprattutto al fenomeno della liquefazione. L'indice di vulnerabilità del sito K_g si ottiene con la seguente relazione:

$$K_g = A_g^2 : F_g$$

Dove A_g è l'ampiezza del picco più importante dello spettro H/V e F_g la corrispondente frequenza. I siti con valore $K_g > 10$ sono da considerarsi ad elevata vulnerabilità sismica e quindi a rischio di liquefazione.

Nello spettro H/V sono stati individuati i picchi positivi che corrispondono ad altrettanti minimi locali nello spettro V. Questo consente di riconoscere le frequenze associate ai picchi H/V come frequenze di risonanza del terreno. L'indice di vulnerabilità del sito K_g viene calcolato facendo

riferimento ai soli picchi stratigrafici dello spettro H/V posti a frequenze inferiori a 10 Hz, in quanto quelli a frequenze superiori non sono significativi dal punto di vista della vulnerabilità sismica.

Nel caso in esame i picchi H/V stratigrafici individuati sono riportati nella seguente tabella, da cui si desume un valore di K_g inferiore a 10. Il sito può essere considerato a bassa pericolosità sismica locale.

Frequenza (Hz)	Ampiezza H/V	K_g
2,65	1,95	1,4
1	0	0,0
1	0	0,0
1	0	0,0

7. INDICAZIONI GEOTECNICHE PROGETTUALI

Le analisi condotte nei 5 punti indicati hanno mostrato caratteristiche simili per quanto riguarda la composizione e la caratterizzazione geotecnica dei terreni attraversati. Sono presenti terreni a granulometria limoso sabbiosa alternati a terreni con granulometria più grossolana in ghiaia con sabbia.

La falda è stata incontrata ad una profondità massima di circa 3 m dal p.c. nei punti di indagine 1 e 2 in territorio comunale di Lograto. Nei punti di indagine 3-4-5 in territorio comunale di Mairano, la falda si attesta ad un livello compreso tra 1 e 1,5 m dal p.c.

Si rammenta che la falda ha escursioni stagionali di circa 1 metro, legate principalmente alle fasi irrigue dei terreni agricoli della zona. I massimi stagionali (falda più prossima al p.c.) sono compresi tra giugno e agosto.

Utilizzando i dati delle prove penetrometriche dinamiche condotte nel punto n°1 si sono ricavati i principali parametri geotecnici dei terreni presenti in sito.

I terreni dove si andrà a realizzare la nuova stazione di sollevamento sono costituiti da una coltre superficiale di riporto in ghiaia e sabbia dello spessore di 0,6 m che ricopre un modesto livello di sabbia limosa fino ad una profondità di 1,5 m dal p.c. Segue un potente strato di sabbie ghiaiose dello spessore di oltre 10 m dalle caratteristiche geotecniche buone.

La stratigrafia si evince, oltre che dalle prove penetrometriche, anche dall'indagine sismica eseguita in sito.

I parametri geotecnici caratteristici del terreno di fondazione sono:

φ (angolo di attrito)	33,7°
γ (peso di volume)	1,88 t/mc

Si sono eseguiti i calcoli relativamente a delle fondazioni a platea (di dimensioni 2,5 x 2,5 m), poggianti ad una profondità di 3,6 m dal p.c. (**altezza di incastro 0,2 m**)

La capacità portante è stata verificata utilizzando il metodo proposto dalle NTC 2018 e la seguente tabella riassume i risultati ottenuti.

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm ²)	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm ²)	Tensione [Ed] (Kg/cm ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Costante sottofondo (Kg/cm ³)
A1+M1+R3							
	Brinch - Hansen 1970	4,56	1,98	1,98	2,3	Verificata	1,82
SISMA							
*	Brinch - Hansen 1970	4,46	1,94	1,94	2,3	Verificata	1,78

Il progettista delle strutture dovrà rispettare la condizione

$$Ed = Rd$$

con i valori riportati nelle precedenti tabelle, dove Ed è il valore di progetto dell'azione sulle combinazioni di carico (struttura), Rd è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (terreno).

I cedimenti risultano inferiori a 25 mm con i carichi di progetto riportati nelle precedenti tabelle.

Dovrà comunque essere valutato dal progettista se i cedimenti calcolati siano compatibili con la struttura in progetto ed in particolare se potranno indurre alterazioni all'aspetto esterno e interno degli edifici, alla funzionalità delle opere o indurre danni agli elementi strutturali.

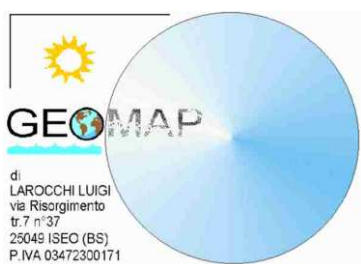
Si rammenta che i parametri geotecnici interpretativi sono stati elaborati sulla base di dati puntuali, riscontrati direttamente dalle prove penetrometriche. Non si possono escludere però eventuali variazioni laterali sia della litologia sia dello spessore e delle profondità degli strati di terreno che si potrebbero rinvenire in fase di scavo.

I terreni non sono liquefacibili.

La Frequenza fondamentale di risonanza di sito (Hz) risulta pari a $2,65 \pm 0,05$ Hz. Il suolo rientra nella categoria sismica C e nella categoria topografica T1.

Rimango a disposizione per ogni eventuale chiarimento.

Iseo, giugno 2020



dott. geol. Luigi Larocchi

n. 1172 o.g.l.

DICHIARAZIONE DI CONFORMITA' e CERTIFICATO DI CONTROLLO QUALITA'

SARA electronic instruments s.r.l.
Via Mercuri 4 - 06129 PERUGIA - ITALY
Codice Fiscale e Partita IVA Nr. IT00380320549
N.Reg.RAEE: IT08020000001128
Telefono +39 075 5051014 - Fax +39 075 5006315
email: info@sara.pg.it URL: www.sara.pg.it

dichiara che lo strumento modello:

SR04

nr. di serie:

907

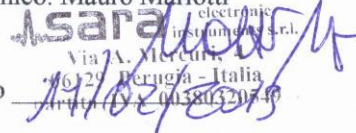


è stato progettato, prodotto e/o testato risultando conforme alle seguenti norme armonizzate: EN-61326-1, EN-61326-2-1, EN-61000-3-2, EN-61000-3-3, EN-61000-4-2, EN-61000-4-3, EN-61000-4-4, EN-61000-4-5, EN-61000-4-6, EN-61000-4-8, EN-61000-4-11.

prima della consegna è stato sottoposto a tutti i test funzionali richiesti nello specifico ed è risultato conforme agli standard applicabili.


sara
electronic instruments

Il direttore tecnico: Mauro Mariotti


SARA electronic instruments s.r.l.
Via A. Mercuri, 4
06129 Perugia - Italia
Codice Fiscale e Partita IVA Nr. IT00380320549

Data di rilascio

11/05/2005



deep drill S.r.l.

Strumenti geotecnici

Sede legale ed amministrativa 44047 S. Agostino (Ferrara) 84, via Matteotti Tel. e fax 0532 - 84392
 Produzione 44047 S. Agostino (Ferrara) 86, via Facchini Tel. e fax 0532 - 350064
 Servizio consulenze 45100 Rovigo 9, via Porta a mare Tel. e fax 0425 - 490494
 Indirizzo Internet: <http://www.deepdrill.it> - email: servcons@deepdrill.it

PENETROMETRICI DINAMICI IN USO

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
Tipo	Sigla di riferimento	Peso Massa Batt. M (Kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 \leq M \leq 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M \leq 60$
Superpesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE : DPH 5050

PESO MASSA BATTENTE	M = 50,00 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,50 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 18,00 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 43,70 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 15,00 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 90^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 0,90 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 4,83 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0,70 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0,30$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(30) \Rightarrow Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	SI
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A δ) = 5,56 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEFF. TEORICO DI ENERGIA	$\rho_t = Q/Q_{spt} = 0,710$ (teoricamente : Nspt = ρ_t N)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$Rpd = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]
 e = infissione per colpo = δ / N

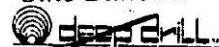
M = peso massa battente (altezza caduta H)
 P = peso totale aste e sistema battuta

S. Agostino, Gennaio 2004

Deep Drill S.r.l.

l' Amministratore

- Gino Ballotta -



44047 S. AGOSTINO (FE)
 Via Matteotti, 84 Tel. e Fax 0532/84392
 Via E. Facchini, 86 - Telefono 0532/350064
 Trib. FE n° 1005 - C.C.I.A.A. FE n° 10779
 C.F. e P.IVA 00565770365