

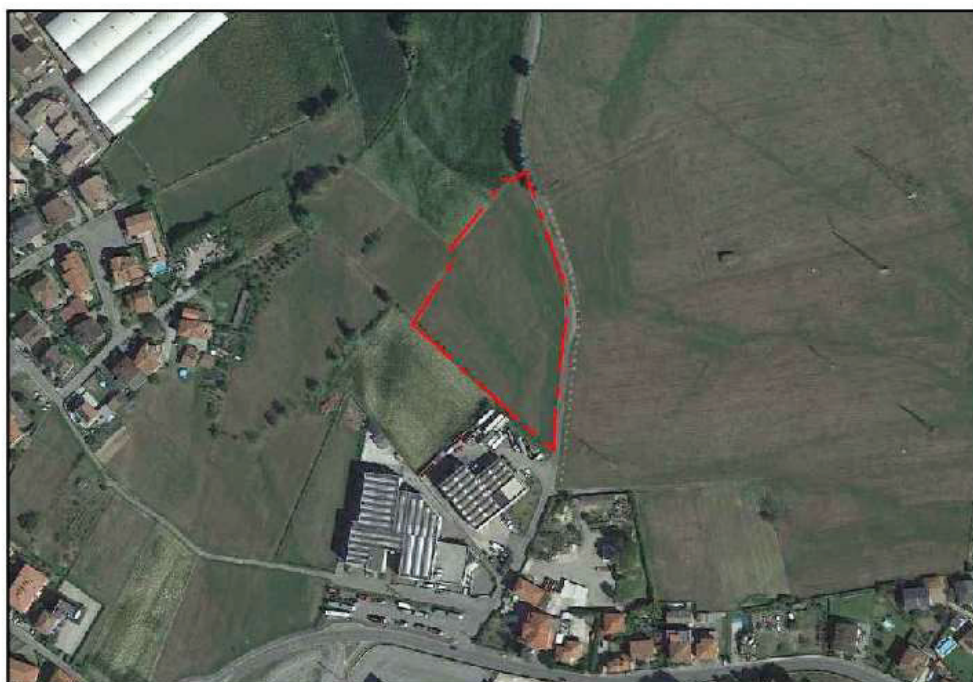


COMUNE DI
COSTA VOLPINO (BG)

Progettisti: Studio S + M Associati

Committente: Zenone Taccolini

RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA



PROGETTO PRELIMINARE
PER LA REALIZZAZIONE DI NUOVA PAVIMENTAZIONE
AI MAPPALI NR. 7267, 6838, 6839, 1717, 3190, 7268 DI
PROPRIETA' DI DU. ECO S.R.L.

Redazione:

Dott.ssa Geol. Elena Nostrani

via 25 aprile, n. 77

25040 - Artogne (BS)

tel.: +39 - 347.8763909

mail: elenanostrani@tiscali.it

pec: elena.nostrani@pec.epap.it



Elena Nostrani
Geologo

SOMMARIO

1	PREMESSA E QUADRO NORMATIVO	3
2	BREVE DESCRIZIONE DELLO STATO DI PROGETTO E LOCALIZZAZIONE DELL'AREA DI INTERVENTO	4
3	INQUADRAMENTO GEOLOGICO – GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO	6
4	CAMPAGNA DI INDAGINI	7
4.1	PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE	8
4.2	INDAGINE MASW	12
4.3	PROVA DI PERMEABILITA'	16
5	MODELLO GEOLOGICO E PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA	19
6	ASPETTI RELATIVI ALLA SISMICITÀ	20
6.1	BREVE CENNO AL QUADRO NORMATIVO	20
6.2	SORGENTI SISMOGENETICHE E SISMICITÀ STORICA	20
6.3	PERICOLOSITÀ SISMICA.....	21
6.4	ANALISI SISMICA DI SECONDO LIVELLO.....	26
6.5	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO, CATEGORIA TOPOGRAFICA E STIMA DELL'EFFETTO SISMICO PER L'OPERA IN PROGETTO	29
7	VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE	30
8	FATTIBILITÀ GEOLOGICA E VINCOLI PRESENTI SULLE AREE	35
9	VERIFICHE GEOTECNICHE	37
10	CONCLUSIONI ED INDICAZIONI PROGETTUALI	42

1 PREMESSA E QUADRO NORMATIVO

La presente relazione geologica (R1 – R3) e geotecnica (R2) è relativa alla realizzazione di una nuova pavimentazione ai mappali nr. 7267, 6838, 6839, 1717, 3190, 7268 di proprietà Di Du. Eco S.r.l., ubicati in comune di Costa Volpino (BG).

Lo studio ha lo scopo di definire i caratteri geologici, geomorfologici ed idrogeologici dell'area interessata dall'intervento, secondo quanto contenuto nella normativa vigente, con particolare riferimento a:

- O.P.C.M. n. 3274 del 20 marzo 2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- O.P.C.M. 28.04.2006 N°3519 “Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone”;
- NTC 2018 – “Norme Tecniche delle Costruzioni”;
- Circolare n. 617 del 2.02.2009, Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009 – Suppl. Ordinario n. 27: “Istruzioni per l'applicazione delle NTC di cui al D.M. 14 gennaio 2008”;
- D.G.R. 2616/ 2011 – Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio”;
- D.G.R. 11 luglio 2014 n.2129 “Aggiornamento delle zone sismiche di Regione Lombardia”;
- Componente Geologica del P.G.T. del Comune di Costa Volpino;
- 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.

Le N.T.C. 2018 (§ 6.2.1) prevedono di caratterizzare la geologia del sito, attraverso la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici e geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio descritti e sintetizzati nel modello geologico di riferimento, compatibilmente con la fase progettuale analizzata.

L'importanza del modello geologico è quello di costituire elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche.

Di seguito, dopo avere localizzato l'area in oggetto, sarà definito un modello geologico mediante l'inquadramento geomorfologico, geologico-strutturale ed idrogeologico con una sintesi della pericolosità geologica del territorio, quindi saranno elaborati i risultati relativi alle indagini eseguite nei pressi dell'area di intervento.

In riferimento alla normativa sopra richiamata, il presente documento è volto all'individuazione del modello geologico del sito e all'individuazione della pericolosità sismica di base.

Sono stati inoltre forniti i parametri geotecnici caratteristici degli orizzonti discriminati così come prevede la normativa di settore (NTC/2018).

2 BREVE DESCRIZIONE DELLO STATO DI PROGETTO E LOCALIZZAZIONE DELL'AREA DI INTERVENTO

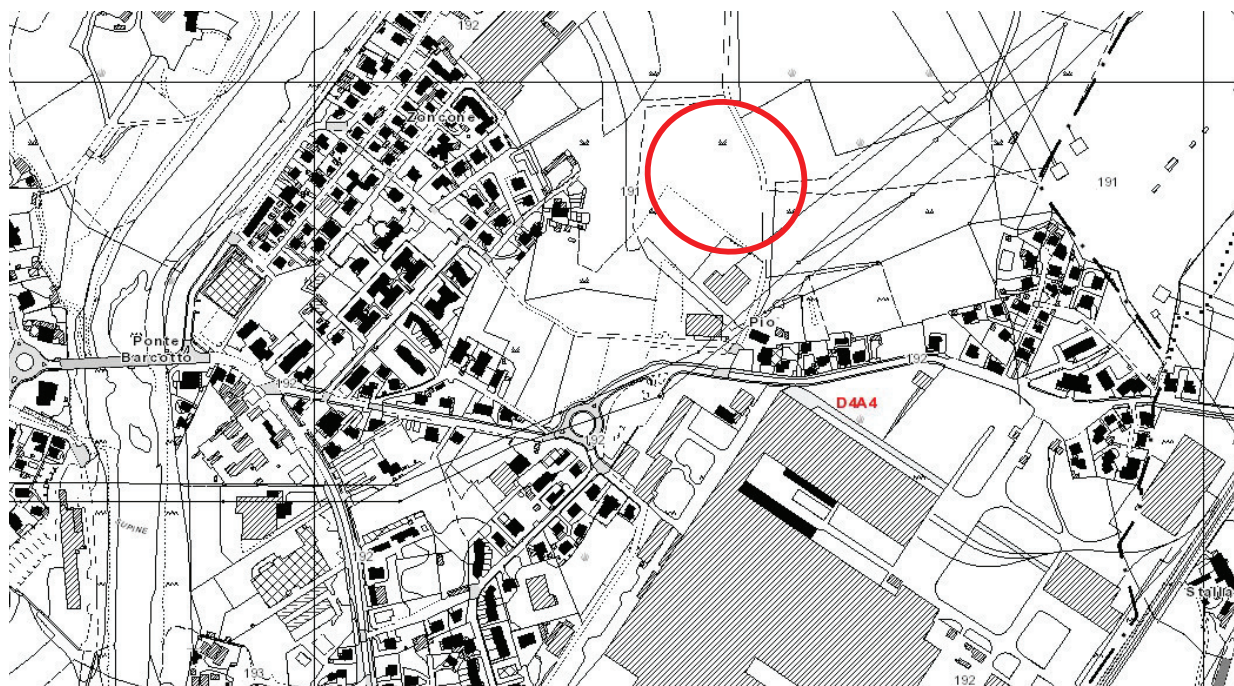
L'area di intervento è situata nel Comune di Costa Volpino (BG), in sponda idrografica sinistra del fiume Oglio, tra le località Zoncone e Piò.

L'area è individuabile nella Carta Tecnica Regionale (CTR) al foglio D4 alla scala 1: 50.000 e alla sezione D4a4 alla scala 1: 10.000.

Figura 1. Inquadramento su ortofoto dell'area di intervento.



Figura 2. Inquadramento su CTR dell'area di intervento.



Il progetto prevede, previo l'acquisto di un'area prospiciente al capannone industriale esistente ospitante l'attività Du. Eco S.r.l. Servizi Ecologici, la realizzazione di una pavimentazione costituita da materiale riciclato e misto cementato per circa 6000 mq di superficie.

Con l'acquisto della nuova area si prevede anche la realizzazione di due nuovi ingressi carrai e di muri di contenimento di altezze modeste.

Di seguito si riportano alcuni stralci delle tavole progettuali redatte dai Progettisti.

Figura 3. Stralcio della planimetria di progetto raffigurante gli interventi da eseguirsi.

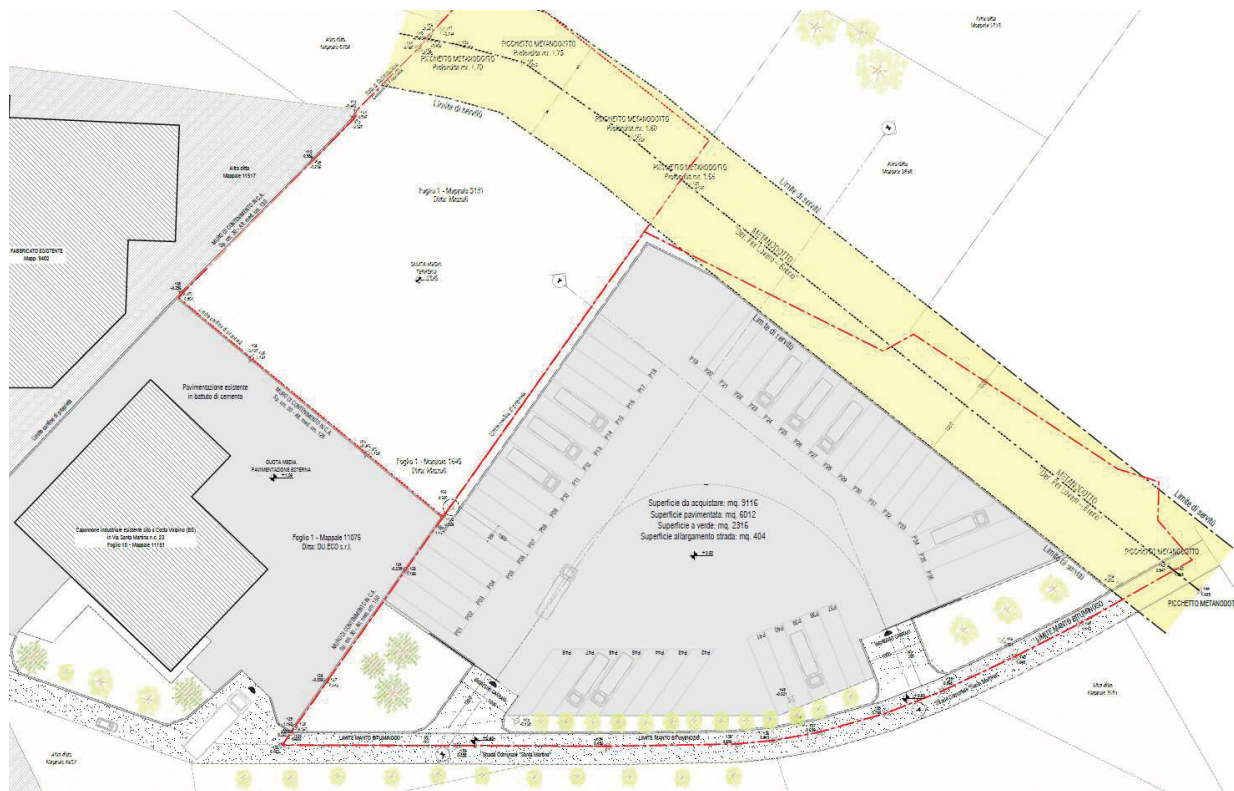
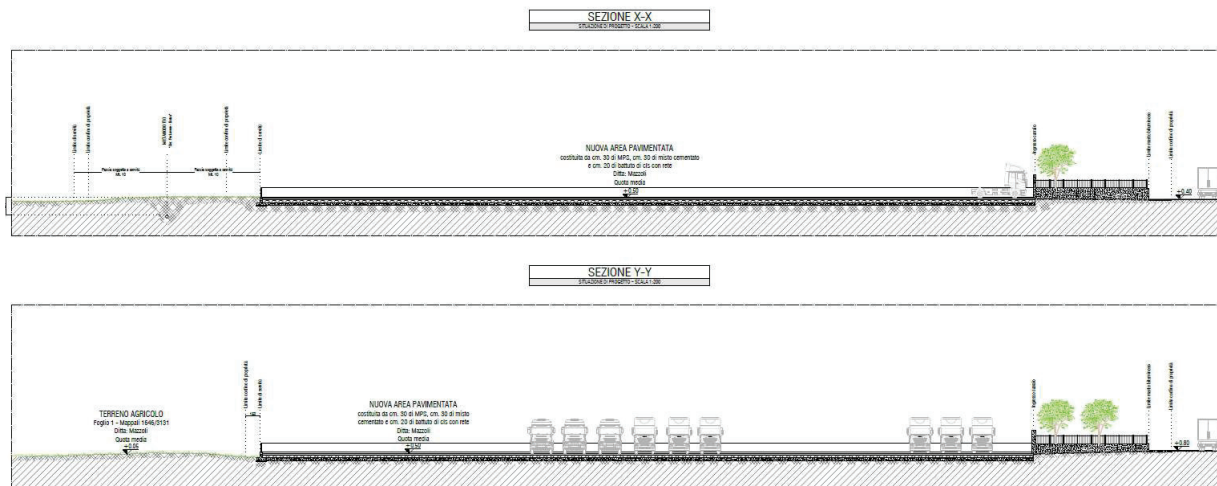


Figura 4. Stralcio delle sezioni di progetto.



3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO - GEOMORFOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

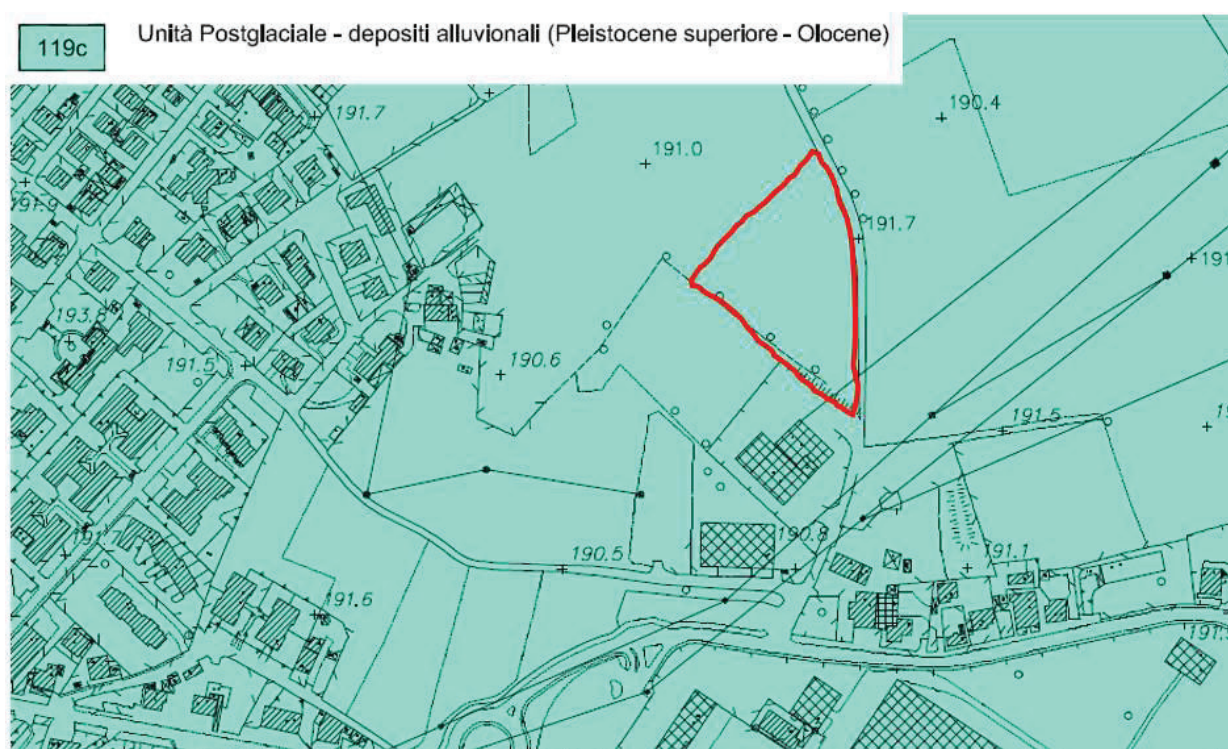
L'area oggetto di studio è caratterizzata dalla presenza dei depositi alluvionali (119c) del fiume Oglio. Tali depositi sono costituiti da ghiaie a ciottoli e blocchi di matrice sabbiosa, sabbie anche con ciottoli, ghiaie ben selezionate.

Le ghiaie sono in prevalenza a supporto clastico e ciottoli ben arrotondati; ovviamente nei corsi d'acqua minori e nelle aree di alimentazione la maturità tessiturale del sedimento è minore.

In questi depositi, organizzati in corpi sia lenticolari che stratoidi, si osservano strutture sedimentarie dovute all'azione della corrente, quali ciottoli embricati, laminazioni oblique a basso angolo, laminazione incrociata.

I clasti rispecchiano i litotipi affioranti nel bacino a monte.

Figura 5. Stralcio della carta geologica da PGT Comunale.

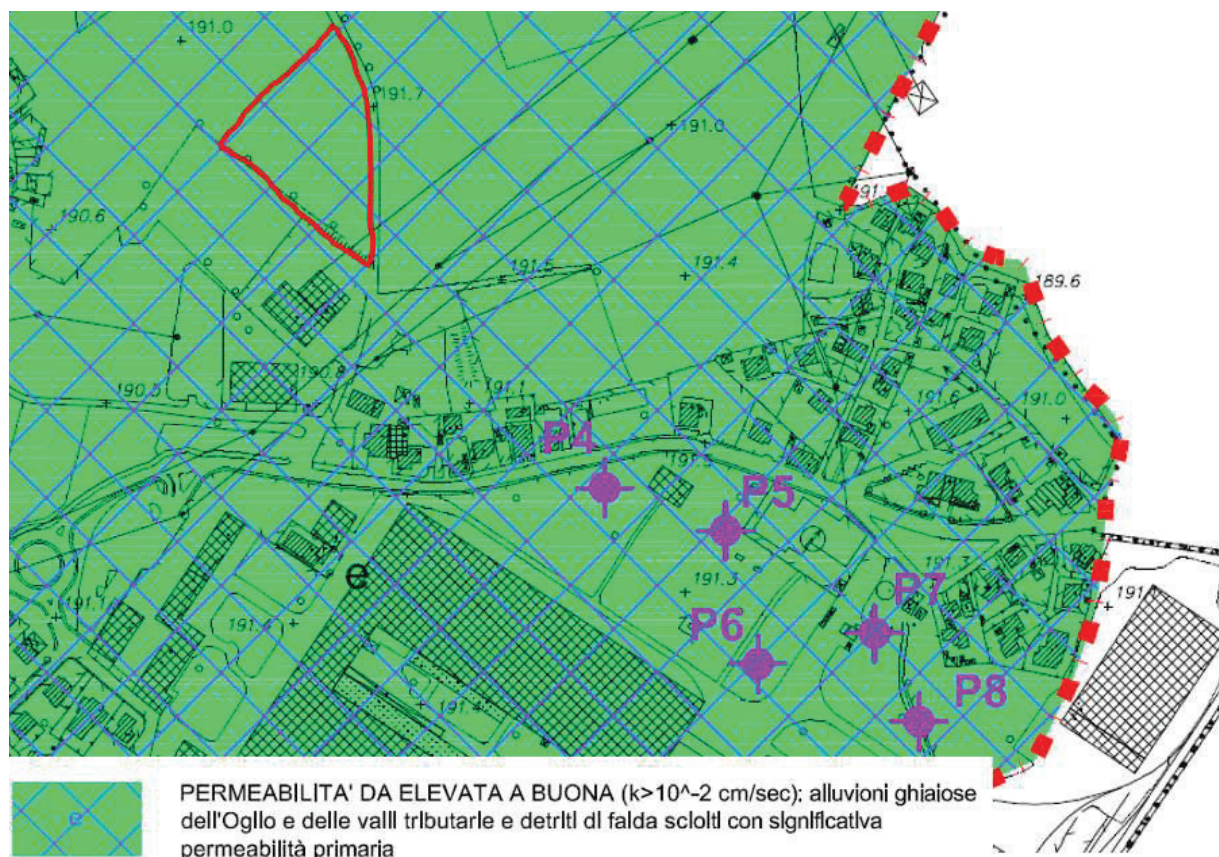


Dal punto di vista geomorfologico, ci si trova nel comparto di piana del Fiume Oglio, che appare ben urbanizzato.

L'ambito presenta numerose attività estrattive di ghiaia, essendo costituito dai depositi alluvionali del Fiume Oglio; molte zone sono inoltre caratterizzate da bassa soggiacenza della falda per via della presenza della falda di subalveo del fiume.

Circa le condizioni idrogeologiche, ai depositi alluvionali viene attribuita una permeabilità da elevata a buona ($k > 10^{-2}$ cm/sec); attraverso la presa visione delle stratigrafie dei pozzi presenti nelle immediate vicinanze dell'area di intervento, disponibili come allegati alla relazione geologica del PGT, si è risaliti alla soggiacenza della falda, che risulta essere stata riscontrata tra -3,3 m e -5 m da p.c.

Figura 6. Stralcio della carta idrogeologica da PGT Comunale.



4 CAMPAGNA DI INDAGINI

Al fine di approfondire le conoscenze del sottosuolo in termini di caratteristiche meccaniche dei terreni di futura imposta delle opere previste dal progetto, il giorno 6 giugno 2024 sono state eseguite n°2 prove penetrometriche dinamica, con penetrometro Pagani mod. TG 63 – 200 kN statico – dinamico.

Oltre alle prove penetrometriche, sono state eseguite anche un'indagine sismica MASW utile invece per caratterizzare il sottosuolo dal punto di vista sismico, ed una prova di permeabilità funzionale alla definizione della conducibilità idraulica (k).

Di seguito si descrivono le metodologie ed i risultati.

Figura 7. Ubicazione delle indagini eseguite il giorno 6 giugno 2024.



4.1 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

Le prove penetrometriche dinamiche consistono nella misura della resistenza del terreno alla penetrazione di una punta conica con caratteristiche geometriche note, infissa per battuta nel terreno per mezzo di un maglio avente massa standardizzata. Il numero di colpi necessario per avanzare di 20 cm permette di determinare la resistenza dinamica del terreno, dalla quale è possibile risalire ai parametri geotecnici significativi attraverso elaborazioni successive.

L'analisi dei grafici delle prove penetrometriche consente di valutare il quadro stratigrafico e di fornire in maniera quali-quantitativa i parametri geotecnici dei livelli di terreno attraversati.

Le prove hanno raggiunto una profondità di 7,20 m dalla quota del p.c., oltre le quali si è deciso di fermarsi poiché raggiunte le profondità utili per le opere di progetto.

Per l'interpretazione della prova sono stati innanzitutto identificati degli orizzonti contraddistinti da valori simili della resistenza alla punta: a questi orizzonti sono stati assegnati i valori corrispondenti alla media dei valori registrati nella prova.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Geostru Dynamic Probing, aggiornato all'ultima versione.

Figura 8. Documentazione fotografica delle prove penetrometriche eseguite.



Figura 9. Prova penetrometrica P1.

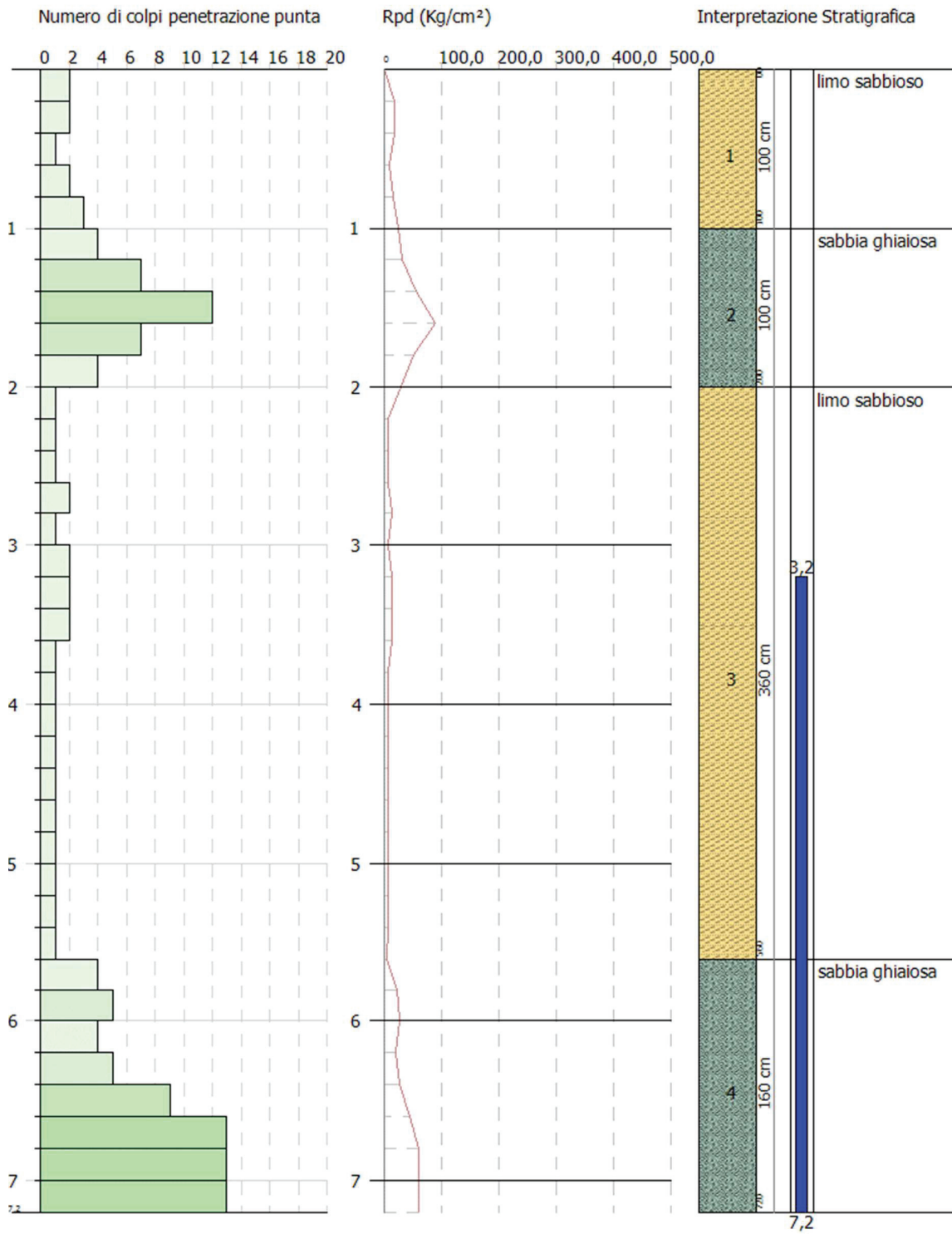
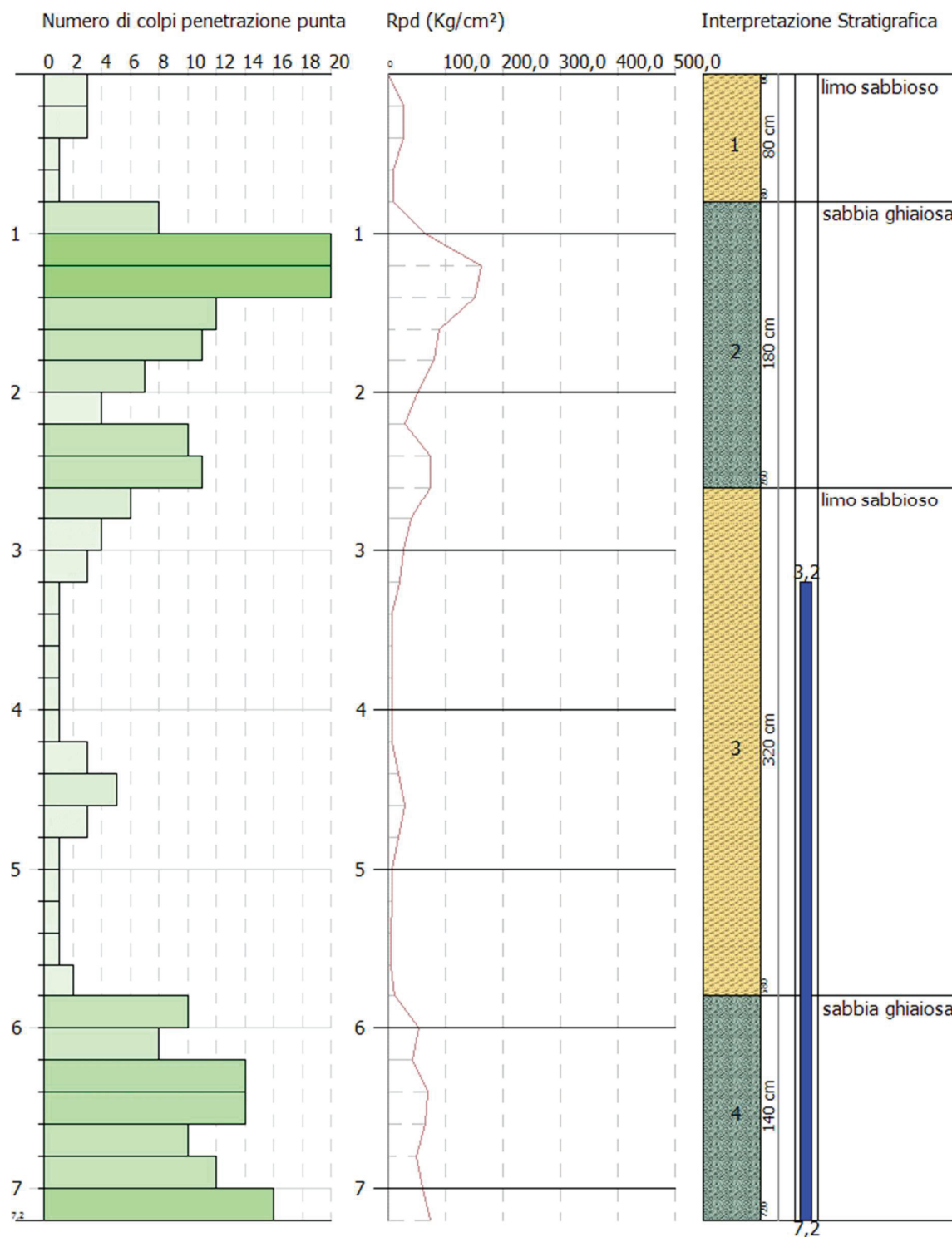


Figura 10. Prova penetrometrica P2.



Come si può notare, le prove risultano assolutamente confrontabili tra loro.

La loro elaborazione ha permesso di discriminare 4 strati, interpretabili come una successione di limi sabbiosi e sabbie ghiaiose tipiche dei depositi alluvionali.

Durante le indagini la falda è stata riscontrata a -3,2 m da p.c. in entrambe le prove; essa potrebbe subire lievi innalzamenti rispetto alla profondità misurata ma tuttavia, stante le condizioni particolarmente piovose occorse nel mese di maggio/inizio giugno del 2024, si ritiene essere verosimilmente in una condizione di falda alla sua massima altezza.

Si ritiene inoltre di mettere in evidenza la presenza di uno strato particolarmente scadente (rinvenuto in entrambe le prove a partire da -2,00 m/ -2,60 m da p.c. e sino a 5,60 m / 5,80 m), caratterizzato da un numero di colpi molto basso (minori di 5 e, in molti casi pari a 1), che è stato discriminato come un orizzonte limoso sabbioso saturo, privo di consistenza e portanza.

4.2 INDAGINE MASW

È stata effettuata n.1 indagine sismica MASW, finalizzata alla misura diretta della velocità equivalente delle onde di taglio V_s , eq per la determinazione della categoria sismica di appartenenza dei terreni del sottosuolo.

L'indagine MASW si è svolta in tre fasi: acquisizione delle onde superficiali (ground roll), costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s .

Le onde di superficie sono state generate con una mazza battente (sorgente sismica) da un punto di energizzazione e sono state registrate con 12 geofoni lungo uno stendimento di 50 m.

Nella maggior parte delle indagini sismiche per le quali si utilizzano le onde compressive, più di due terzi dell'energia sismica totale generata viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, la componente principale delle onde superficiali. Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga. Questa proprietà si chiama dispersione. Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali. La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (V_s), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali. Questo tipo di analisi fornisce i parametri fondamentali comunemente utilizzati per valutare la rigidità superficiale, una proprietà critica per molti studi geotecnici. L'intero processo comprende tre passi successivi: l'acquisizione delle onde superficiali e l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s . Per ottenere un profilo V_s è necessario produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarli minimizzando il rumore. Una molteplicità di tecniche diverse è stata utilizzata nel tempo per ricavare la curva di dispersione, ciascuna con i suoi vantaggi e svantaggi. L'inversione della curva di dispersione viene realizzata iterativamente, utilizzando la curva di dispersione misurata come riferimento sia per la modellizzazione diretta che per la procedura ai minimi quadrati. Dei valori approssimati per il rapporto di Poisson e per la densità sono necessari per ottenere il profilo verticale V_s dalla curva di dispersione e vengono solitamente stimati utilizzando misure prese in loco o valutando le tipologie dei materiali. Quando si generano le onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh, vengono generate anche una molteplicità di tipi diversi di onde. Fra queste le onde di corpo, le onde superficiali non piane, le onde riverberate (Back Scattered) dalle disomogeneità superficiali, il rumore ambientale e quello imputabile alle attività umane. Le onde di corpo sono in vario modo riconoscibili in un sismogramma multicanale. Quelle rifratte e riflesse sono il risultato dell'interazione fra le onde e l'impedenza acustica (il contrasto di velocità) fra le superfici di discontinuità, mentre le onde di corpo dirette viaggiano, come è implicito nel nome, direttamente dalla sorgente ai ricevitori (geofoni). Le onde che si propagano a breve distanza dalla sorgente sono sempre onde superficiali. Queste onde, in prossimità della sorgente, seguono un complicato comportamento non lineare e non possono essere trattate come onde piane. Le onde superficiali riverberate (Back Scattered) possono essere prevalenti in un sismogramma multicanale se in prossimità delle misure sono presenti discontinuità orizzontali quali fondazioni e muri di contenimento. Le ampiezze relative di ciascuna tipologia di rumore generalmente cambiano con la frequenza e la distanza dalla sorgente. Ciascun rumore, inoltre, ha diverse velocità e proprietà di

attenuazione che possono essere identificate sulla registrazione multicanale grazie all'utilizzo di modelli di coerenza e in base ai tempi di arrivo e all'ampiezza di ciascuno. La scomposizione di un campo di onde registrate in un formato a frequenza variabile consente l'identificazione della maggior parte del rumore, analizzando la fase e la frequenza indipendentemente dalla distanza dalla sorgente. La scomposizione può essere quindi utilizzata in associazione con la registrazione multicanale per minimizzare il rumore durante l'acquisizione. La scelta dei parametri di elaborazione così come del miglior intervallo di frequenza per il calcolo della velocità di fase, può essere fatto con maggior accuratezza utilizzando dei sismogrammi multicanale. Una volta scomposto il sismogramma, una opportuna misura di coerenza applicata nel tempo e nel dominio della frequenza può essere utilizzata per calcolare la velocità di fase rispetto alla frequenza. La velocità di fase e la frequenza sono le due variabili (x ; y), il cui legame costituisce la curva di dispersione. È anche possibile determinare l'accuratezza del calcolo della curva di dispersione analizzando la pendenza lineare di ciascuna componente di frequenza delle onde superficiali in un singolo sismogramma. In questo caso MASW permette la miglior registrazione e separazione ad ampia banda ed elevati rapporti S/N (Signal/Noise). Un buon rapporto S/N assicura accuratezza nel calcolo della curva di dispersione, mentre l'ampiezza di banda migliora la risoluzione e la possibile profondità di indagine del profilo V_s di inversione. Le onde di superficie sono facilmente generate da una sorgente sismica quale, ad esempio, una mazza battente o un cannone sismico. La strumentazione utilizzata per l'esecuzione delle indagini si compone di un sismografo a 12 canali ad elevata sensibilità, 12 geofoni a 4,5 Hz e mazza battente. Il principale vantaggio di un metodo di registrazione multicanale è la capacità di riconoscimento dei diversi comportamenti, che consente di identificare ed estrarre il segnale utile dall'insieme di varie e differenti tipe di onde sismiche. Quando un impatto è applicato sulla superficie del terreno, tutte queste onde vengono simultaneamente generate con differenti proprietà di attenuazione, velocità e contenuti spettrali. Queste proprietà sono individualmente identificabili in una registrazione multicanale e lo stadio successivo del processo fornisce grande versatilità nell'estrazione delle informazioni utili. I risultati ottenuti, vengono riportati e discussi successivamente

Figura 11. Stendimento MASW eseguito sull'area di studio.



Figura 12: Picking della curva di dispersione.

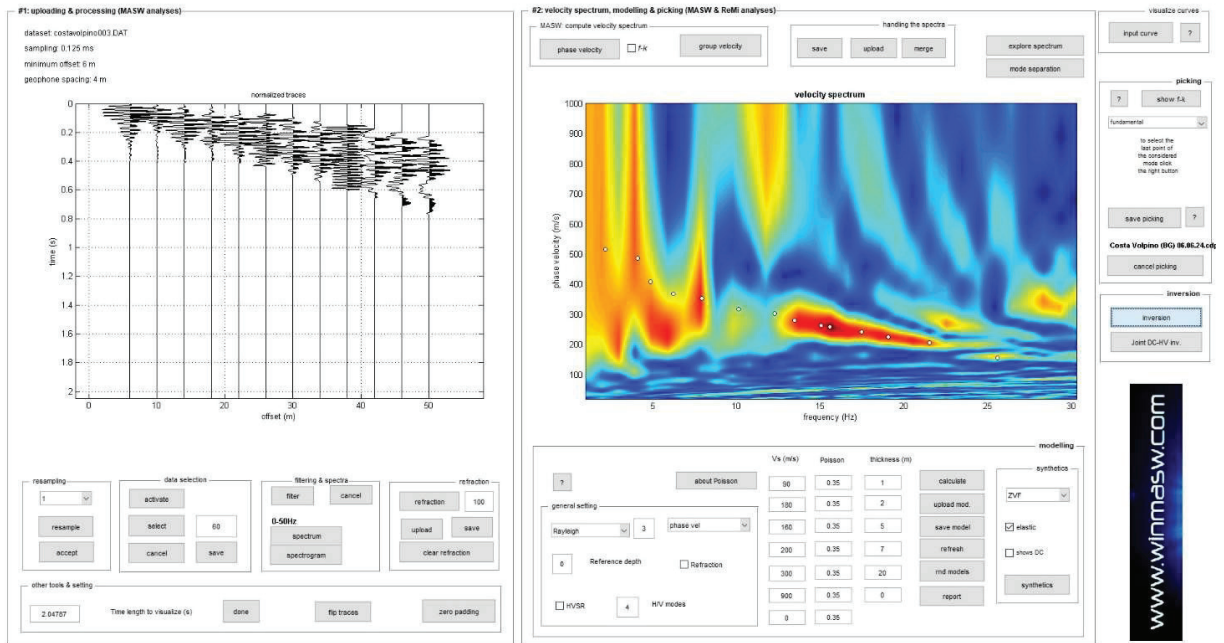
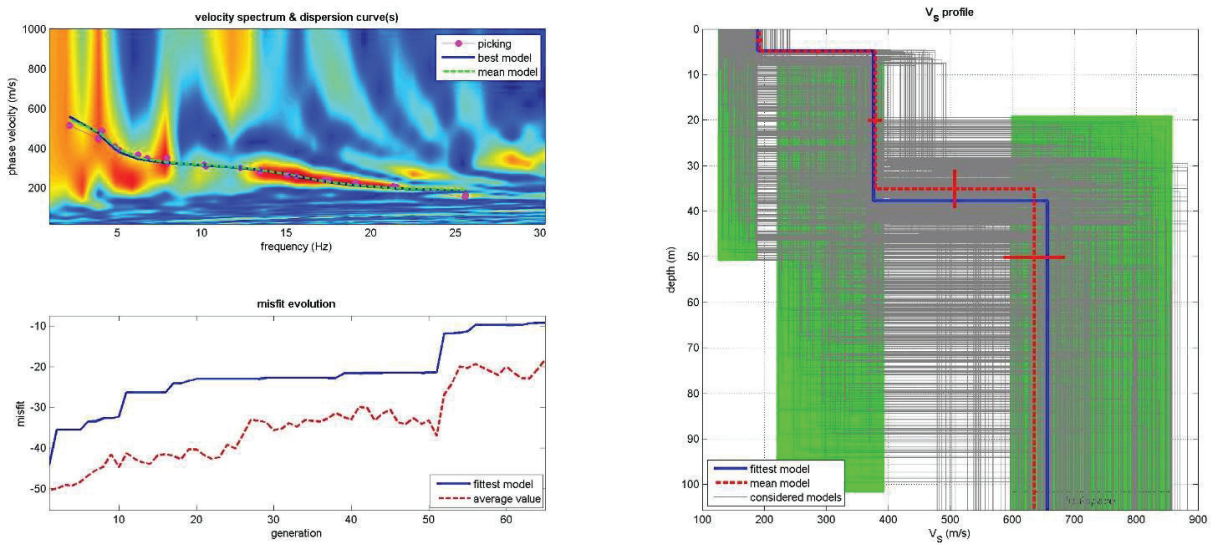


Figura 13: Processo di inversione della curva di dispersione.



www.winmasw.com

dataset: costavolpino003.DAT
 dispersion curve: Costa Volpino (BG) 06.06.24.cdp
 Vs30 (best model): 325 m/s
 Vs30 (mean model): 327 m/s

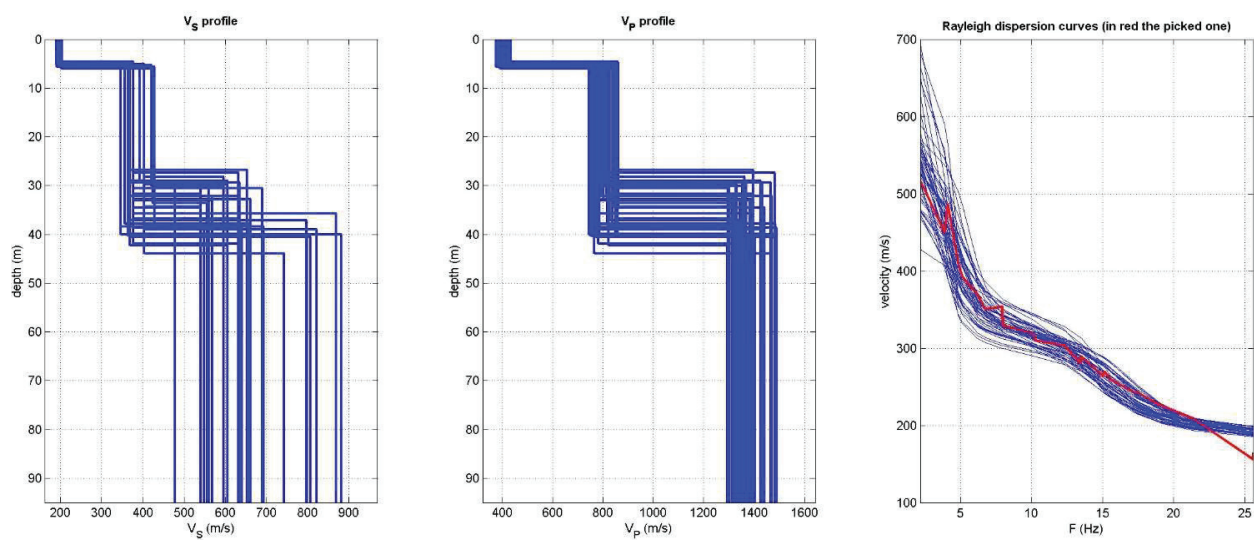
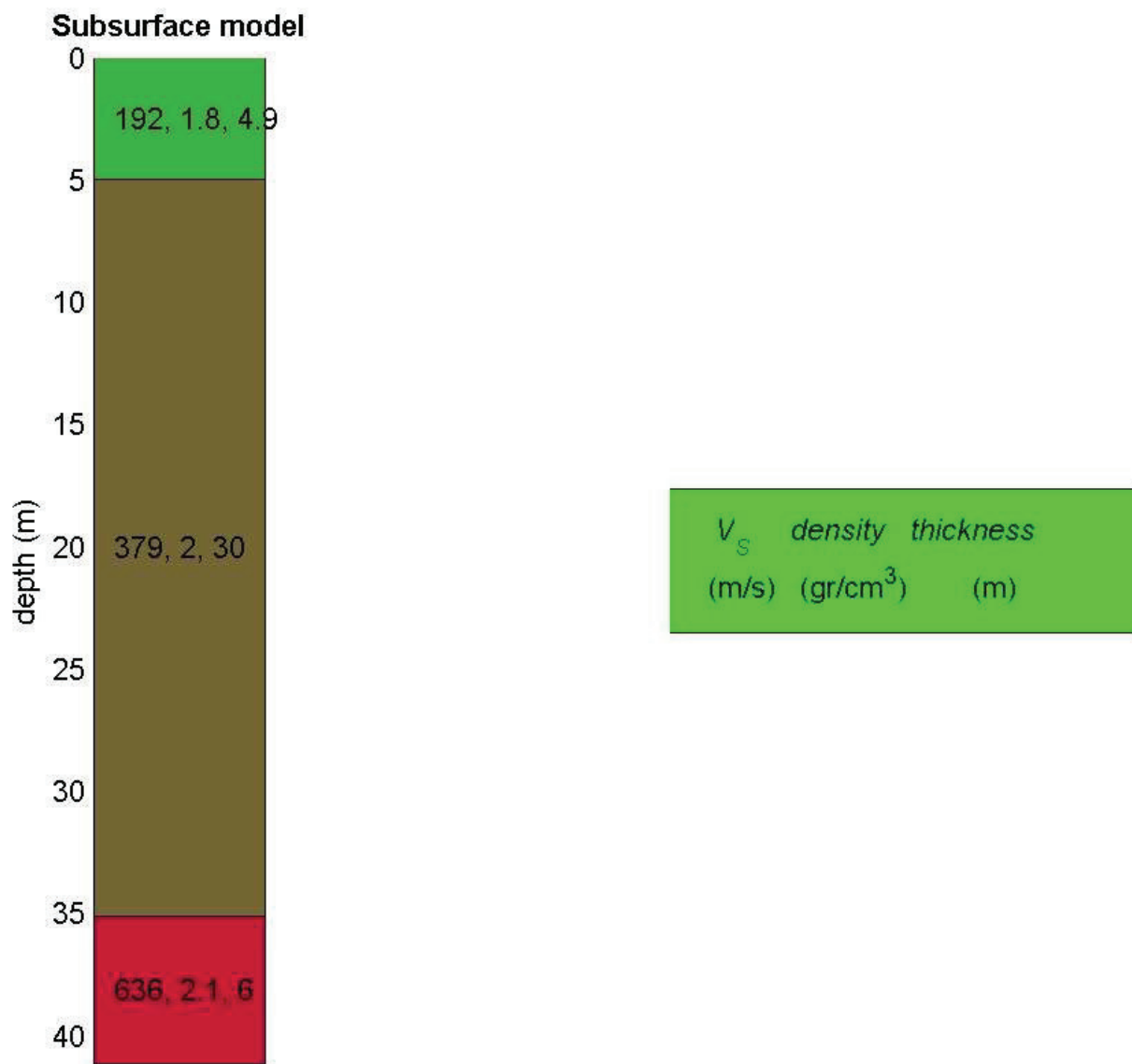


Figura 14: Sismo – stratigrafia.



Il modello sismico monodimensionale (V_s -profondità) che si è ricavato costituisce l'aspetto principale sia nella stima degli effetti sismici di sito che nella definizione dell'azione sismica di progetto, in quanto consente di conoscere l'incidenza delle locali condizioni stratigrafiche sulla pericolosità sismica di base (amplificazioni di natura litologica). I risultati dell'indagine MASW sono riportati nelle figure riprodotte precedentemente. Il valore di $V_{s,eq}$ risulta pari a 325 m/s. Il valore determinato consente di attribuire ai terreni di fondazione categoria di sottosuolo C (Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s).

4.3 PROVA DI PERMEABILITA'

Al fine di determinare la permeabilità del terreno, sempre nell'ambito della campagna di indagini eseguite il giorno 6 Giugno 2024, è stata eseguita anche una prova di permeabilità in un foro dedicato vicino alla posizione della prova penetrometrica P1. Nello specifico la prova è stata effettuata nell'intervallo di profondità compreso tra -1,08 m – 1,13 m da p.c Si tratta sostanzialmente di una prova Lefranc ma eseguita nel foro di una prova penetrometrica, utilizzando una punta a perdere per tappare la base del foro alla profondità desiderata e utilizzando un rivestimento del foro stesso di diametro esterno pari a 3,5 cm. Successivamente il rivestimento è stato "alzato" di 5 cm lasciando scoperta quella parte di terreno nella quale viene valutata la permeabilità; tale tratto di prova viene comunemente chiamato tasca. Si è poi proceduto a versare nel foro dell'acqua fino alla completa saturazione e, successivamente, dall'istante in cui si sospende l'immissione dell'acqua (ovvero raggiunta la testa della tubazione di rivestimento del foro), a intervalli regolari si annotano il livello e il tempo di ciascuna abbassamento.

La formula adottata per il calcolo della permeabilità con la prova eseguita è la seguente:

$$k = \frac{A (h_2 - h_1)}{C (t_2 - t_1) * h_m}$$

dove:

K = coefficiente di permeabilità

A = area filtrante

$h_1 - h_2$ = livelli idrici misurati

$t_1 - t_2$ = tempi di misurazione livello

C = coefficiente di forma dipendente dalla configurazione geometrica

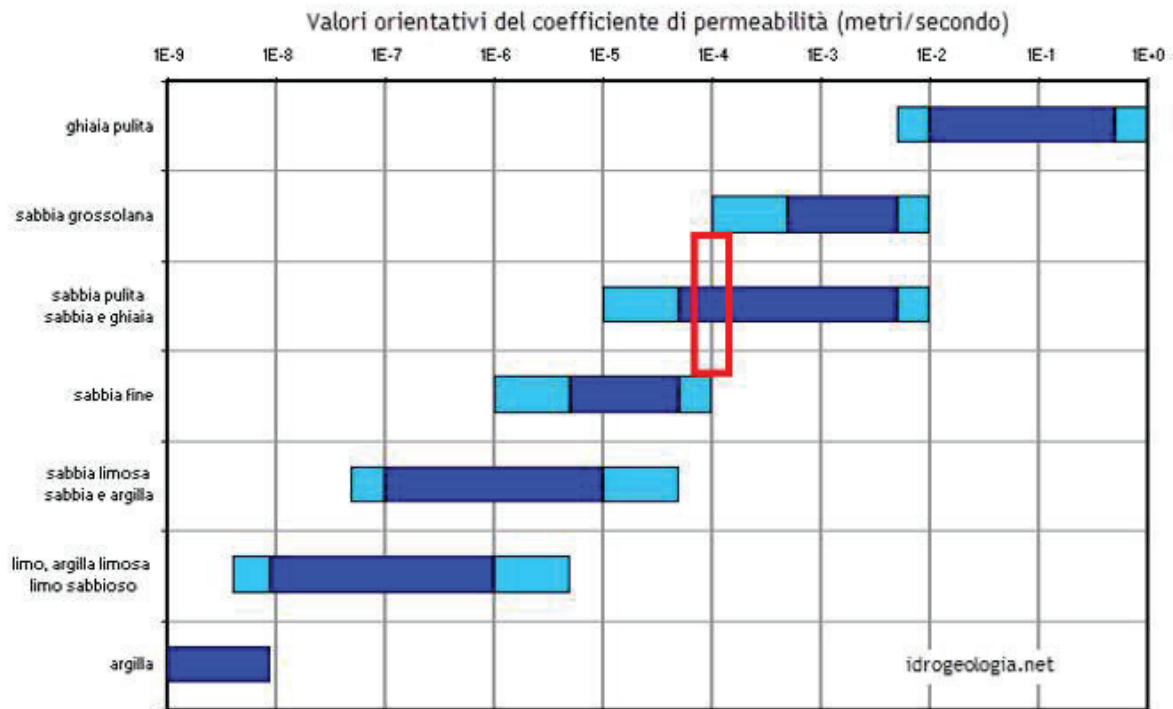
In generale, $C = L$ se $L > D$; $C = 2\pi D + L$ se $L < D$

h_m = altezza al tempo medio

Di seguito viene riportato il report di calcolo della permeabilità.

Come si può notare, il valore di permeabilità calcolato risulta pari a $1,76 \times 10^{-4}$ m/s. Tale valore permette di collocare i terreni presi in esame tra le formazioni contraddistinte da un grado di permeabilità medio - alta, tipica di sabbie pulite e sabbie e ghiaie (si veda tabella seguente).

Figura 15. Valori orientativi del coefficiente di permeabilità.



Con tali valori di permeabilità, si può consigliare l'infiltrazione nel sottosuolo come recapito finale delle acque di invarianza. Ovviamente la profondità dell'opera di dispersione - considerando la presenza della falda a - 3 m circa dalla quota del piano campagna, dovrà essere definita tenendo conto di un franco di sicurezza che, normalmente viene assunto al minimo pari a 1,0 m rispetto al livello di massima escursione della falda.

Si precisa che il tema dell'invarianza idraulica ed idrologica verrà trattato in un elaborato a sé stante.

PROVA DI PERMEABILITA' A CARICO VARIABILE

Condizioni insature

COMMITTENTE	Dot. Geol. Elena Nostrani
CANTIERE	Costa Volpino (BG)
DATA	06/06/2024

Dati di campagna	m
PROFONDITA'	1,130
LUNGHEZZA RIVESTIMENTO	1,870
ALTEZZA TASCA FILTRANTE	0,050
DIAMETRO RIVESTIMENTO (esterno)	0,045

TEMPO secondi	LETTURE m	ABBASSAMENTI m
0	0,000	1,870
30	0,170	1,700
60	0,220	1,650
90	0,280	1,590
120	0,330	1,540
150	0,380	1,490
180	0,430	1,440
210	0,470	1,400
240	0,520	1,350
270	0,560	1,310
300	0,600	1,270
330	0,640	1,230
360	0,680	1,190
390	0,720	1,150
420	0,750	1,120
450	0,780	1,090
480	0,820	1,050
510	0,850	1,020
540	0,880	0,990
570	0,920	0,950
600	0,950	0,920

Formula adottata per calcolo permeabilità

$$k = \frac{A(h_2 - h_1)}{C(t_2 - t_1) + h_m}$$

dove:

k=coefficiente di permeabilità

A= area filtrante (in m2)

t1, t2= tempi misurazione livello

h1, h2=livelli idrici

hm=altezza al tempo medio

C= coefficiente di forma (per L>>D, C=L)

Area filtrante (A) (mq)	0,007065
t ₁ (sec)	0
t ₂ (sec)	600
h ₁ (m)	1,87
h ₂ (m)	0,92
h _m (m)	1,27

COEFFICIENTE DI PERMEABILITA' k= 1,76E-04

5 MODELLO GEOLOGICO E PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni le Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 17/01/2018 (NTC 2018) forniscono specifiche indicazioni rispetto sia alla fase di indagine sia alla valutazione dei parametri geotecnici da adottare in fase di progettazione.

Per quanto riguarda la “fase di indagine” si sottolinea in particolare l’importanza di definire un adeguato piano di indagini, programmato in funzione del tipo di opera e/o intervento e che deve permettere la definizione del modello geotecnico di sottosuolo necessario per la progettazione.

A partire dai risultati dell’indagine, si deve poi procedere alla ricostruzione di un modello geotecnico di sottosuolo rappresentativo del volume significativo di terreno; tale modello potrà essere suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, caratterizzate in funzione dello specifico problema geotecnico che si va ad affrontare.

Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere anche definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Le NTC 2018 assegnano particolare importanza alla determinazione dei **parametri “caratteristici”** specificando che essi devono derivare da “...una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall’interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito.”.

In relazione a quanto espresso dalla circolare n.617 del 02.02.2009 al punto 6.2.2 (“valori caratteristici dei parametri geotecnici”), per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità.

Nello specifico, **i parametri caratteristici adottati saranno quindi quelli prossimi ai valori minimi**, al fine anche di operare a favore di sicurezza.

Figura 16. Parametri geotecnici caratteristici.

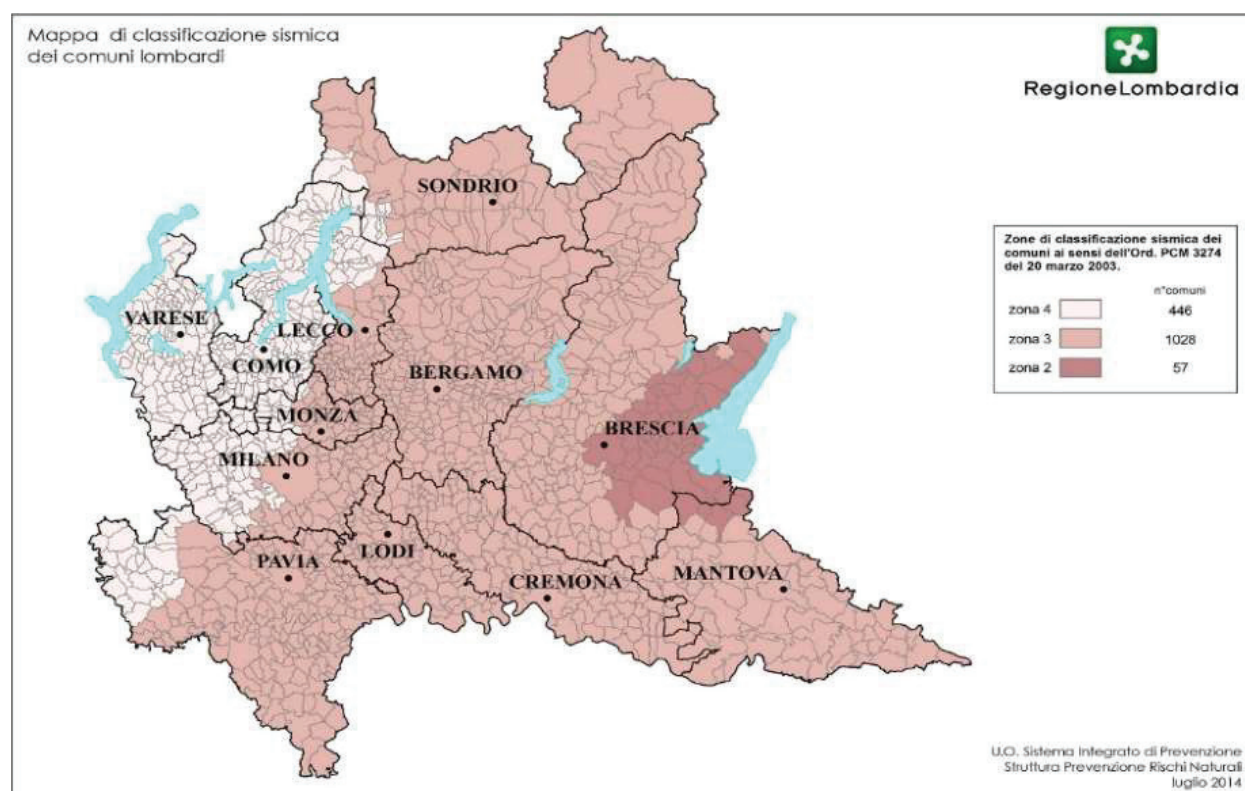
ORIZZONTI DISCRIMINATI	PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI				
	Angolo di attrito ϕ'	Modulo di Young E_y'	Peso unità di volume γ_{nat}'	Peso unità di volume saturo γ_{sat}'	Modulo Edometrico E_d'
	[°]	[kg/cmq]	[t/mc]	[t/mc]	[kg/cmq]
Strato 1 – limo sabbioso	22	23	1,40	-	33
Strato 2 – sabbia ghiaiosa	28	80	1,50	1,90	48
Strato 3 – limo sabbioso	22	15	1,40	1,85	31
Strato 4 – sabbia ghiaiosa	28	97	1,50	1,95	52

6 ASPETTI RELATIVI ALLA SISMICITÀ

6.1 BREVE CENNO AL QUADRO NORMATIVO

Il Comune di Costa Volpino prima del 2003 non era considerato Comune sismico e non rientrava in alcuna classificazione. L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20/03/2003 introdusse le nuove classificazioni sismiche per tutto il territorio nazionale lasciando alle Regioni la facoltà di poter modificare i parametri del proprio territorio. Tutto il territorio Nazionale è stato suddiviso in 4 zone sismiche, con grado di rischio decrescente dalla 1 alla 4; la suddivisione in classi deriva dalla valutazione della pericolosità sismica su tutto il territorio nazionale, valutata come accelerazione orizzontale massima al suolo, dovuta al sisma, con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni. Con l'entrata in vigore di cui sopra tutto il territorio nazionale venne classificato sismico, con differenti livelli, ed anche il Comune di Costa Volpino, entrò in questa classificazione in zona sismica 3, quella con rischio medio - basso. Successivamente, la Regione Lombardia ha approvato, con D.g.r. 11 luglio 2014 - n.X/2129, una nuova classificazione sismica del territorio Regionale e, gran parte dei comuni lombardi hanno variato la loro zona sismica. La classificazione è entrata definitivamente in vigore nell'aprile 2016 ed il Comune di Costa Volpino ha mantenuto inalterata la sua classificazione.

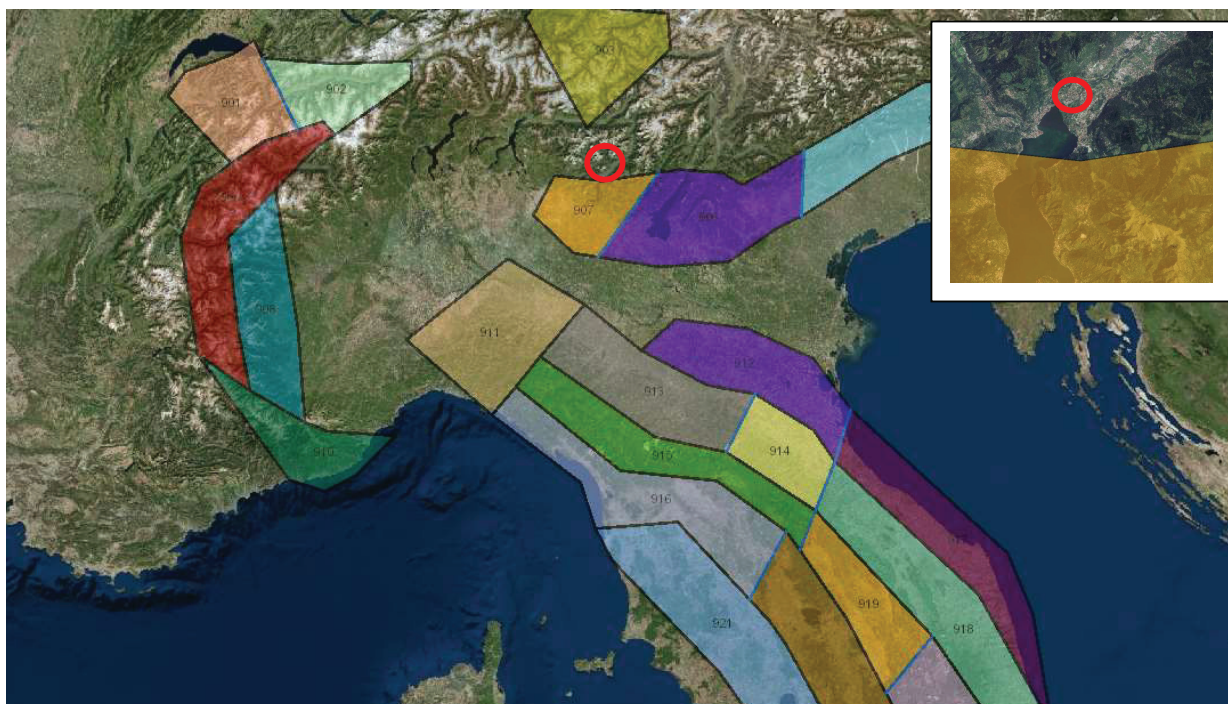
Figura 17: Mappa della classificazione sismica della Lombardia attualmente in vigore.



6.2 SORGENTI SIMOGENETICHE E SISMICITÀ STORICA

Prendendo in considerazione la zonazione sismo - genetica del territorio italiano ZS9, prodotta nel 2004 dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) utilizzata per la valutazione della pericolosità sismica, si riscontra che l'area di intervento risulta interna alla zona sismogenetica 907 "Bergamasco".

Figura 18. Zonazione sismogenetica ZS9.



È stata eseguita un'interrogazione al Data - Base Macrosismico Italiano chiamato DBMI15 (Locati M., Camassi R., Rovida A., Ercolani E., Bernardini F., Castelli V., Caracciolo C.H., Tertulliani A., Rossi A., Azzaro R., D'Amico S., Conte S., Rocchetti E. 2016). Questo Database indica una serie di intensità macrosismiche, prendendo in considerazione solo terremoti con intensità massima ≥ 5 e d'interesse per l'Italia nella finestra temporale 1000-2014.

La ricerca effettuata per il Comune di Costa Volpino evidenzia la presenza di possibili effetti in 5 terremoti, con un'intensità epicentrale I_0 compresa tra 5 e 7, e una magnitudo momento M_w compresa tra 4,11 e 4,85.

Figura 19. Risultati dell'interrogazione al database macrosismico italiano DBMI15 per il Comune di Costa Volpino.

Effetti	In occasione del terremoto del									
Int.	Anno	Me	Gi	Ho	Mi	Se	Area epicentrale	NMDP	I_0	M_w
3-4	1989	09	13	21	54	0	Prealpi Vicentine	779	6-7	4.85
NF	1991	11	20	01	54	1	Grigioni, Vaz	468	6	4.70
4-5	1993	12	09	18	16	5	Lago d'Iseo	175	5	4.11
4	2001	07	17	15	06	1	Val Venosta	657	5-6	4.78
5	2002	11	13	10	48	0	Franciacorta	768	5	4.21

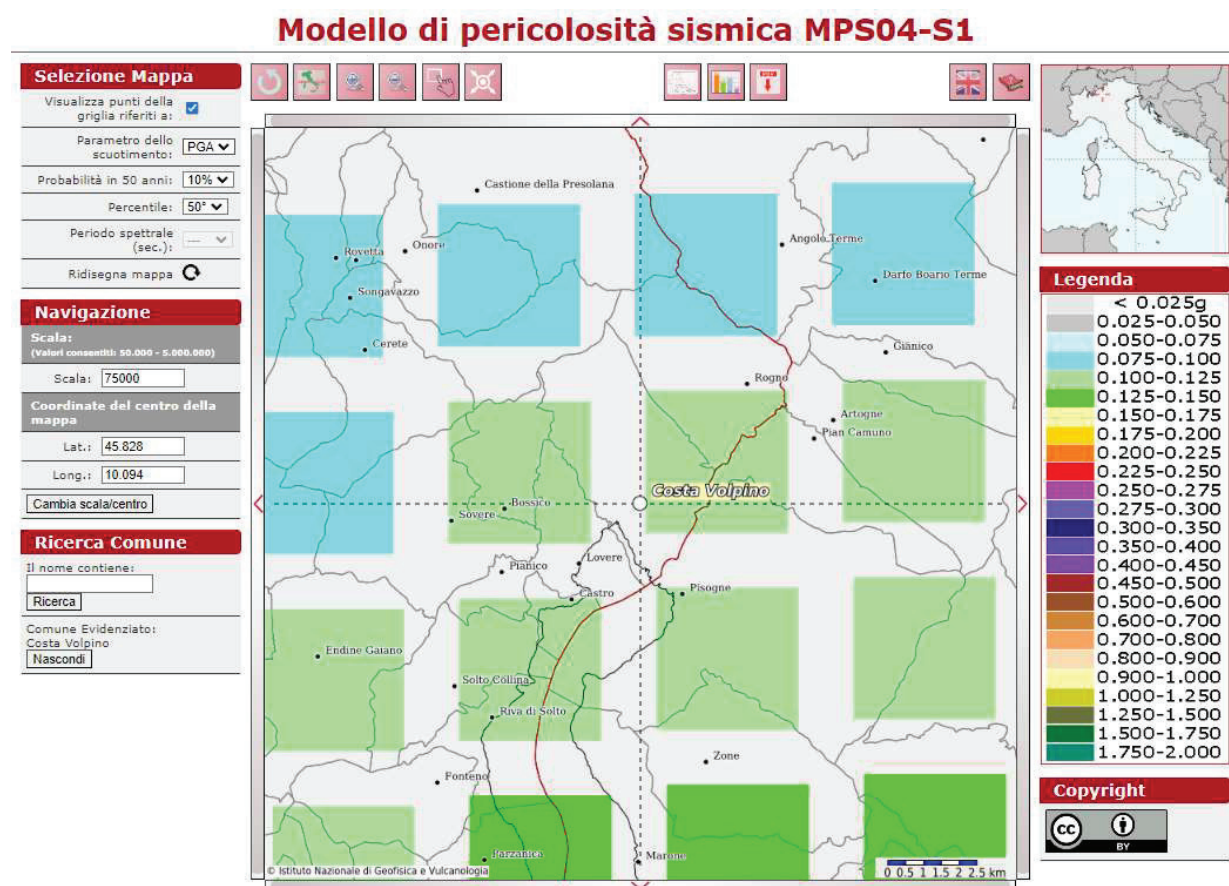
6.3 PERICOLOSITÀ SISMICA

Con riferimento alle NTC2018 "Norme tecniche per le costruzioni" la sismicità di base dell'area in esame è definibile in funzione del valore assunto dall'accelerazione massima attesa su suolo rigido per eventi con tempo di ritorno di 475 anni e probabilità di superamento del 10% in 50 anni, in

corrispondenza dei nodi del reticolo di riferimento nazionale (Mappa interattiva di pericolosità sismica dell'INGV).

Di seguito si riportano degli stralci della suddetta mappa interattiva centrata sul Comune di Costa Volpino con il relativo grafico di disaggregazione e il valore di accelerazione confrontato anche con quello comunale riproposto dall' all'Allegato A della D.G.R. di Regione Lombardia n.X – 2129/2014.

Figura 20. Stralcio Mappa interattiva di pericolosità sismica dell'INGV centrata sul Comune di Costa Volpino.



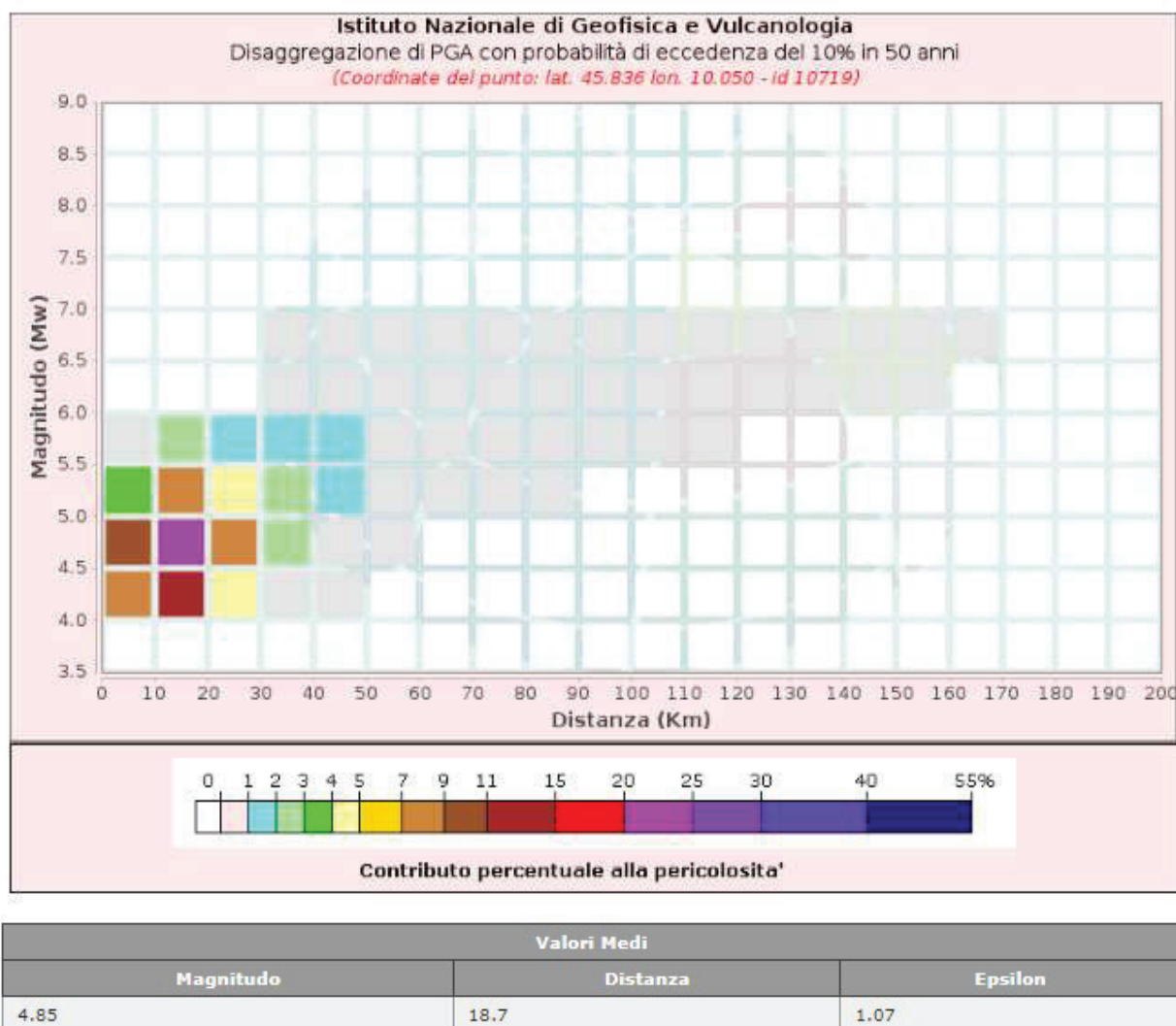
Come si nota, il valore massimo dell'accelerazione di picco su suolo rigido, a cui corrisponde una probabilità di superamento del 10% in 50 anni, è compreso tra 0,100 g e 0,125 g.

Tale valore massimo (A_{gmax}) in riferimento all'Allegato A della D.G.R. di Regione Lombardia n.X – 2129/2014 è il seguente:

ISTAT	Provincia	Comune	Zona Sismica	A_{gMax}
03016086	BG	COSTA VOLPINO	3	0,111133

Secondo la mappa interattiva di pericolosità sismica dell'INGV, nel territorio del Comune di Costa Volpino sono attesi eventi sismici di Magnitudo (M) media pari a 4,85 per una distanza dal nodo (Coordinate del punto lat: 45.836, lon: 10.050) pari a 18,7 Km.

Figura 21. Disaggregazione della pericolosità sismica.



Per definire l'azione sismica di progetto, occorre determinare l'effetto della risposta sismica locale (RSL) mediante specifiche analisi che, in sintesi, si basano sulla definizione di amplificazione locale del fenomeno, i cosiddetti "effetti di sito". In assenza di analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento e sulle condizioni topografiche.

La normativa vigente identifica 5 categorie di sottosuolo, e la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio V_s , eq (m/s) definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = H / (\sum h_i / V_{si})$$

dove:

- H= profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s;
- h_i = spessore (m) dello strato i -esimo cui corrisponde una velocità V_{si} .

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Figura 22. Tabelle della categoria di sottosuolo (NTC2018).

CATEGORIA	DESCRIZIONE
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti</i> caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fine scarsamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 100 m/s e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Inoltre vengono distinte 4 condizioni topografiche per tenere conto della morfologia del sito.

Figura 23. Tabelle delle condizioni topografiche (NTC2018).

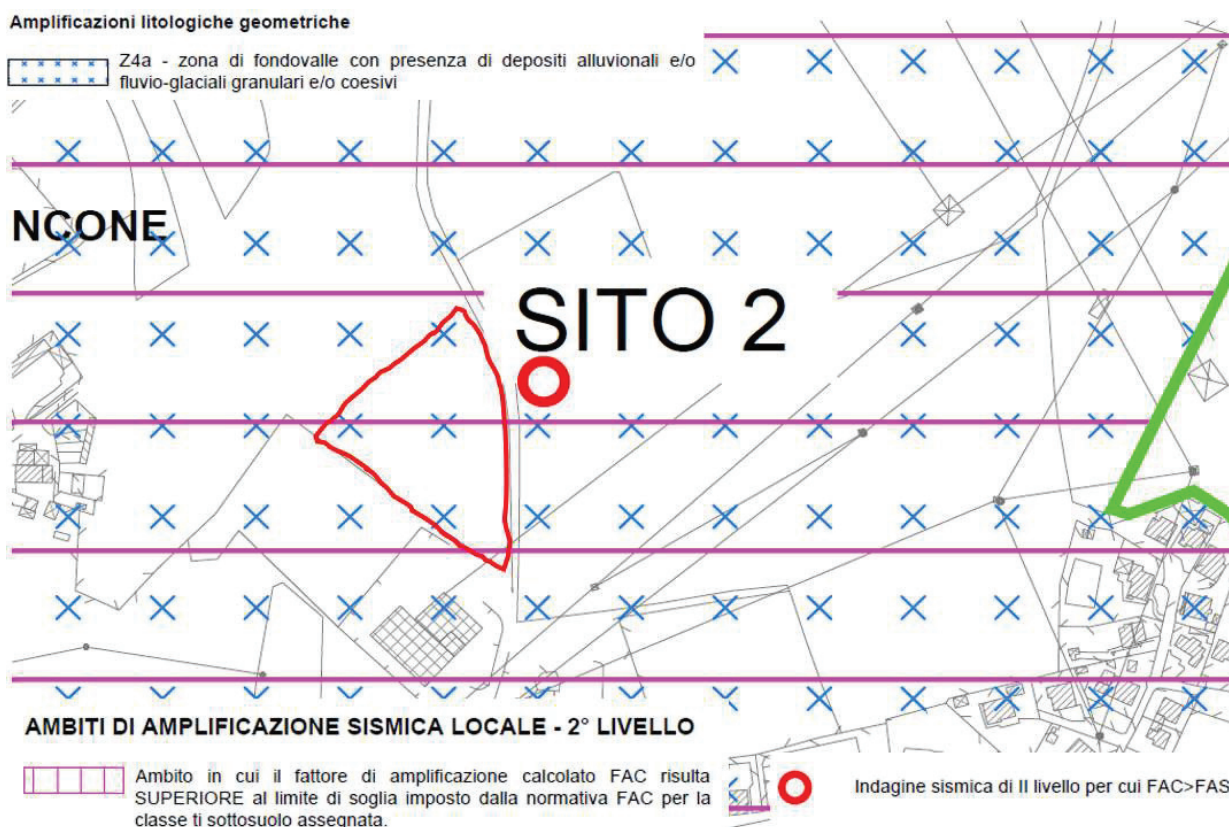
CATEGORIA	CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore uguale 15°.
T2	Pendii con inclinazione media maggiore di 15°.
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media compresa tra 15° e 30°.
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media maggiore di 30°.

Per il caso in esame, la categoria di sottosuolo desunta dall'indagine sismica risulta la **categoria di sottosuolo 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 miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s.", mentre per quanto riguarda la categoria delle condizioni topografiche, può essere assegnata una **categoria T1**: "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media minore uguale 15°".

Nell'ambito del PGT Comunale è stata redatta la Carta della PSL (Pericolosità Sismica Locale) di 2° livello, in cui vengono definite, sulla base della normativa regionale (Allegato 5 – Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio) le aree di amplificazione sismica.

Dalla presa visione della cartografia, si nota che l'area di intervento è inserita nello scenario di amplificazione sismica Z4a: "Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi".

Figura 24: Stralcio della Carta PSL da P.G.T. Comunale.



Secondo l'Allegato 5 della D.G.R. n.IX/2016 di Regione Lombardia, i livelli di approfondimento sismico e le fasi di applicazione sono strettamente legati alla zona sismica nella quale ricade il Comune d'indagine, allo scenario sismico interessato e alla fase di progettazione.

Figura 25. Tabella di sintesi degli "adempimenti sismici" – da All.5 D.G.R. n. IX/2016 di Regione Lombardia.

	Livelli di approfondimento e fasi di applicazione		
	1° livello fase pianificatoria	2° livello fase pianificatoria	3° livello fase progettuale
Zona sismica 2-3	obbligatorio	Nelle zone PSL Z3 e Z4 se interferenti con urbanizzato e urbanizzabile, ad esclusione delle aree già inedificabili	- Nelle aree indagate con il 2° livello quando F_a calcolato > valore soglia comunale; - Nelle zone PSL Z1e Z2.
Zona sismica 4	obbligatorio	Nelle zone PSL Z3 e Z4 solo per edifici strategici e rilevanti di nuova previsione (elenco tipologico di cui al d.d.u.o. n. 19904/03)	- Nelle aree indagate con il 2° livello quando F_a calcolato > valore soglia comunale; - Nelle zone PSL Z1 e Z2 per edifici strategici e rilevanti.

PSL = Pericolosità Sismica Locale

Sulla base della tabella sopra, si evince che, per quanto riguarda il Comune di Costa Volpino, inserito in classe sismica 3 e soggetto in quella specifica area ad uno scenario di amplificazione sismica "Z4", è necessario eseguire il secondo livello di approfondimento.

6.4 ANALISI SISMICA DI SECONDO LIVELLO

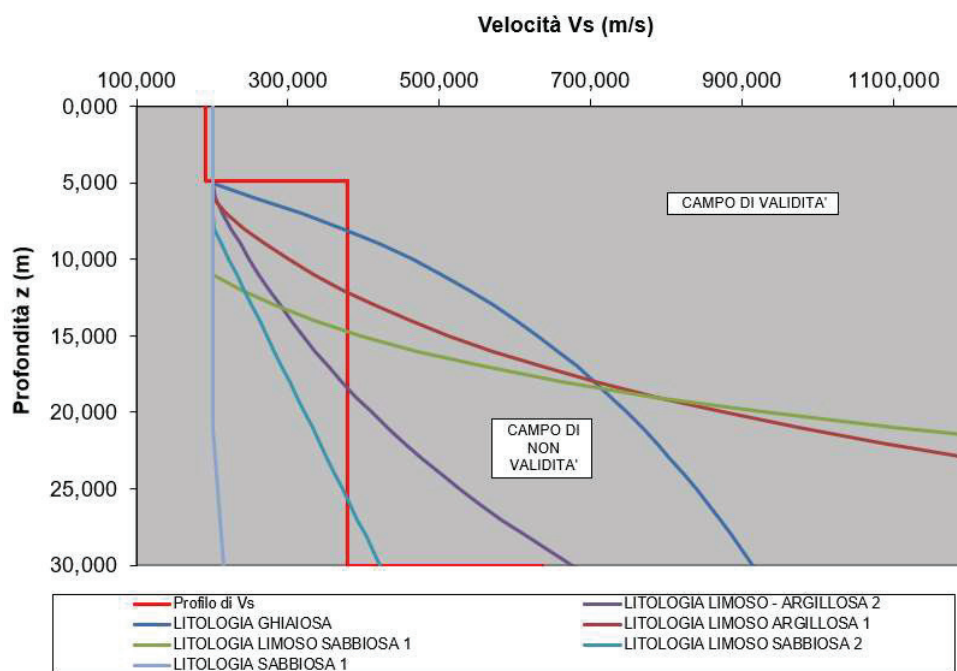
Per la valutazione analitica del potenziale di amplificazione litologica è necessario confrontare il modello geofisico di dettaglio (scaturito dall'indagine sismica in sito) con una serie di schede tipo predisposte dalla Regione Lombardia. In queste schede, sulla base della litologia prevalente e dell'andamento delle Vs nel sottosuolo, si ricava, in modo semplificato, il fattore di amplificazione sismica del sito (Fa), sia per edifici di altezza limitata (0.1 – 0.5 s) che per edifici di altezza maggiore (0.5 – 1.5 s). I valori ricavati devono essere confrontati con i valori soglia (reperibili da D.G.R. 7374 del 2008), distinti in base alle categorie di suolo del D.M. 17/01/18, forniti dalla Regione Lombardia, al fine di verificare se la normativa è in grado di coprire l'amplificazione calcolata o meno. I parametri di riferimento di Fa per il Comune di Costa Volpino sono:

Figura 26: Tabella riportante i valori soglia comunali per il Comune di Costa Volpino.

Periodo	Suolo B	Suolo C	Suolo D	Suolo E
0.1 - 0.5	1,4	1,8	2,2	2,0
0.5 - 1.5	1,7	2,4	4,2	3,1

Nel caso in cui il Fattore di amplificazione calcolato risulti maggiore al valore soglia per quella specifica categoria di sottosuolo individuata, diviene necessario o prevedere il passaggio agli approfondimenti di 3° livello oppure l'utilizzo dello spettro di norma per una categoria di suolo maggiormente cautelativa. Dal punto di vista litologico la scheda che maggiormente si avvicina è la scheda sabbiosa 1 che, tra tutte le curve disponibili, è quella che meglio approssima il trend del profilo delle Vs con la profondità; l'analisi di seguito riportata fa riferimento a questa scheda.

Figura 27. Grafico del profilo della velocità delle onde di taglio desunto dall'indagine MASW a cui sono state sovrapposte le curve di velocità di Regione Lombardia per le schede litologiche presenti.



Ottenuta la velocità del primo strato ed il relativo spessore, si riportano questi valori all'interno dell'abaco al fine di ricavare il colore della curva da utilizzare per ottenere il valore di Fa.

Tale parametro (Fa) verrà confrontato con quello riportato in bibliografia in funzione della struttura da realizzare: intervallo 0.1-0.5 s - riferito a strutture relativamente basse, regolari e piuttosto rigide e intervallo 0.5-1.5 s - riferito a strutture più alte e flessibili.

Nel caso in esame è stata effettuata la media pesata delle velocità delle Vs per i primi 4,9 metri di spessore, la quale è risultata essere di 192 m/s, approssimato a 200 m/s per poter utilizzare l'abaco.

Intersecando il valore di velocità di 200 m/s e lo spessore del primo strato, si ricade nel campo 1, che corrisponde alla curva rossa per entrambi i range di periodi.

Figura 28. Estratto scheda sabbiosa 1: individuazione delle curve da utilizzare per gli abachi successivi.

		Profondità primo strato (m)																	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Velocità primo strato (m/s)	200				1	1	1	1	1	1	1	1	1						
	250				2	2	2	2	2	2	1	1	1						
	300				2	2	2	2	2	2	2	2	2						
	350				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2				
	400				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3			
	450				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3		
	500				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
	600				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
700				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	

Con i valori sopra ottenuti si calcola il periodo "T" relativo al sito, utilizzando la seguente formula:

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

dove: h_i = spessore in metri dello strato i-esimo; V_i = velocità dell'onda di taglio i-esima.

Per l'indagine effettuata, il periodo T risulta pari a 0,34. Conoscendo la velocità del primo strato, la curva di riferimento ed il valore del periodo T calcolato, si può risalire al valore di Fa utilizzando gli abachi di riferimento per la litologia sabbiosa 1 e riferiti rispettivamente ad edifici bassi e ad edifici alti.

Figura 29. Calcolo del valore del Fattore di Amplificazione per periodi compresi tra 0,1 s e 0,5 s.

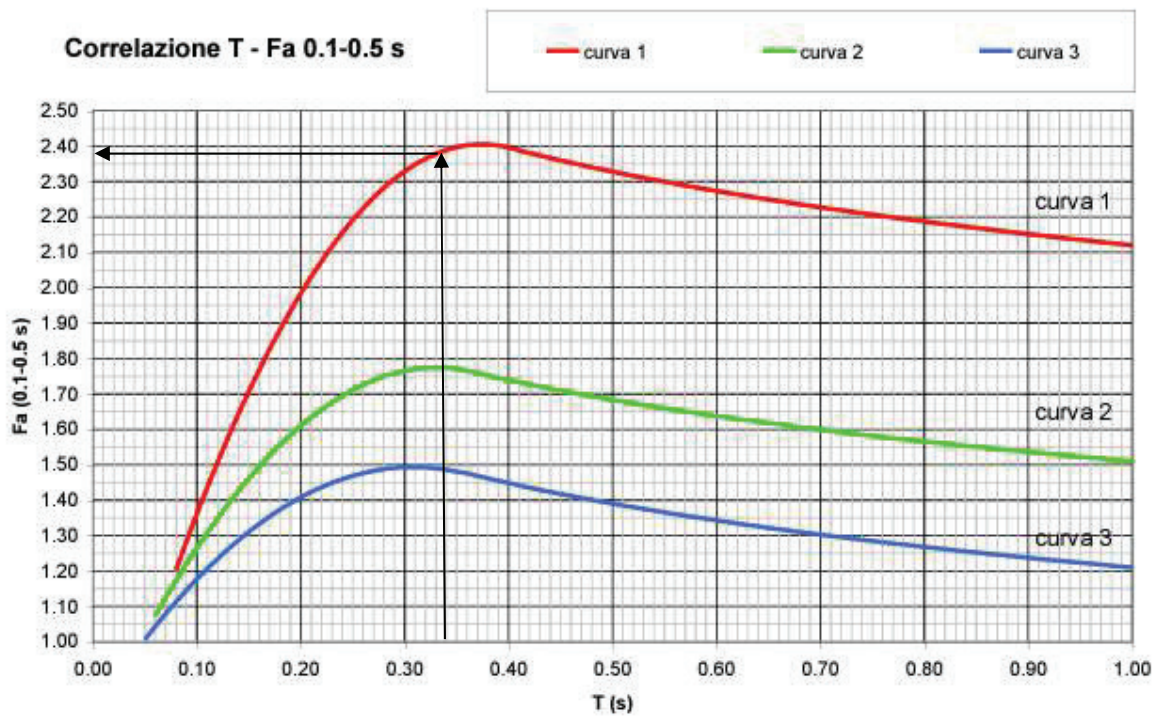
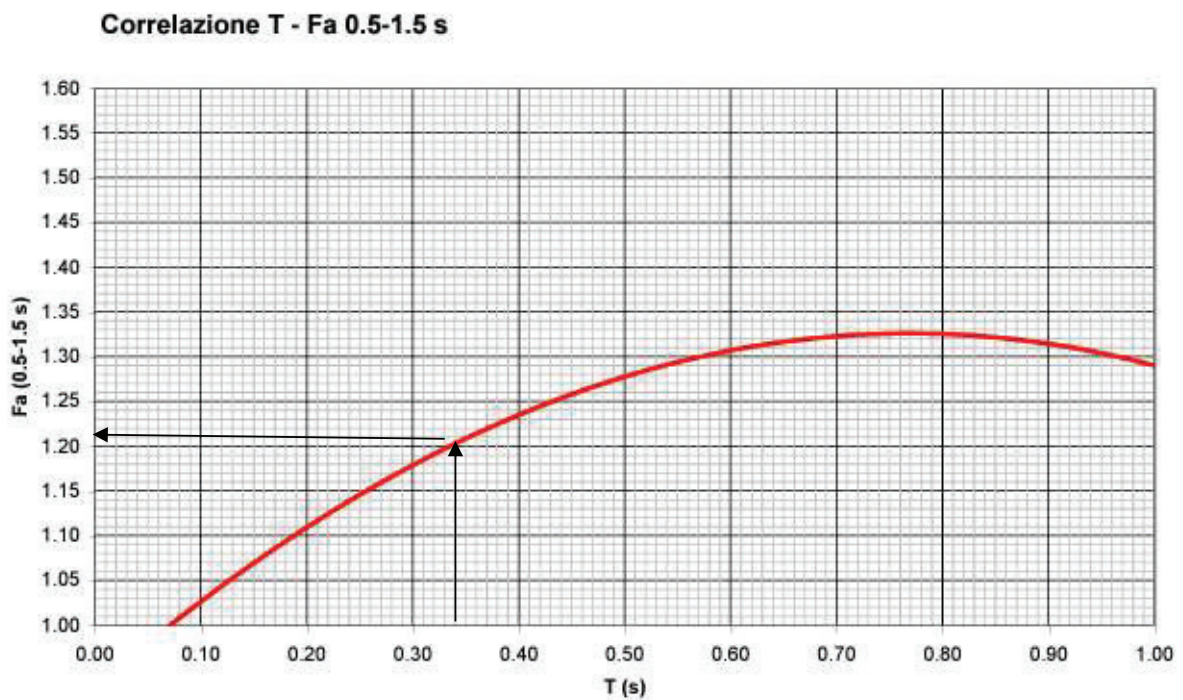


Figura 30. Calcolo del valore del Fattore di Amplificazione per periodi compresi tra 0,5 s e 1,5 s.



La procedura prevede quindi, dopo aver valutato il valore di F_a con le schede di valutazione, di confrontarlo con il corrispondente valore di soglia.

Dagli abachi emerge come gli F_a risultino pari a:

$F_a (0,1 - 0,5 s)$	2,39
$F_a (0,5 - 1,5s)$	1,21

Come mostrato nella tabella ad inizio capitolo, il valore soglia del Fattore di Amplificazione per il Comune di Costa Volpino, considerando una classe di sottosuolo C ed un periodo compreso tra 0,1 e 0,5 s (range di periodo entro cui ricadono certamente le strutture di progetto) è pari a 1,8.

Ne deriva che l'applicazione della normativa sismica vigente per i suoli di tipo C, per il periodo compreso tra 0,1 e 0,5 s, è da ritenersi insufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica; pertanto, bisognerà scattare di una categoria di suolo e quindi utilizzare la **classe di sottosuolo di categoria D**.

6.5 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO, CATEGORIA TOPOGRAFICA E STIMA DELL'EFFETTO SISMICO PER L'OPERA IN PROGETTO

Attraverso l'applicativo online Geostru Ps sono stati calcolati secondo le NTC/2018 i parametri sismici per gli stati limite SLO, SLD, SLV e SLC, oltre che i coefficienti sismici k_h e k_v e i parametri sismici a_g , F_0 e T_c^* .

Per gli interventi di progetto sono stati considerati:

- CLASSE D'USO DELL'EDIFICIO: II – Affollamento normale;
- VITA NOMINALE: ≥ 50 anni; Opere ordinarie;
- COEFFICIENTE DI UTILIZZO: C_u pari a 1;
- PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA: 50 anni.

Stato Limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_0	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	30	0.033	2.461	0.201
Danno (SLD)	50	0.042	2.491	0.217
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.106	2.464	0.280
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.136	2.483	0.290
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m): 1 us (m): 0,1

Cat. Sottosuolo: D

Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,80	1,80	1,80	1,80
CC Coeff. funz categoria	2,79	2,68	2,36	2,32
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²]: 0,6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.012	0.015	0.046	0.059
kv	0.006	0.008	0.023	0.029
Amax [m/s ²]	0.585	0.736	1.872	2.408
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

7 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Le NTC2018 enunciano che:

“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 $qc_{1N} > 180$ 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 qc_{1N} 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 Fig. 7.11.1(a) delle NTC/2018 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) delle NTC/2018 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ ”.*

Nel caso in esame, la verifica alla liquefazione non può essere omessa in quanto non sono verificati di default i punti sopra citati.

La verifica alla liquefazione è stata eseguita con il software Liquiter di Geostru, applicando il metodo di Andrus e Stokoe.

Il metodo si basa sul rapporto che intercorre tra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal sisma; hanno perciò bisogno di valutare i parametri relativi sia all'evento sismico sia alla resistenza alla liquefazione dei terreni desunta da prove in sito.

La resistenza del deposito alla liquefazione viene valutata in termini di fattore di sicurezza alla liquefazione.

Il metodo di Andrus e Stokoe è basato su dati provenienti da prove sismiche.

La velocità delle onde di taglio viene corretta dalla sovrappressione usando la l'equazione (Robertson et al., 1992):

$$V_{S1} = V_S \left(\frac{100}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25}$$

dove

V_{S1} velocità delle onde di taglio corretta dalla sovrappressione;

V_S velocità delle onde di taglio misurate in situ;

P_a pressione atmosferica (circa 100 kPa);

σ'_{v0} pressione effettiva iniziale nelle stesse unità di misura della P_a .

Per il calcolo della resistenza alla liquefazione, Andrus e Stokoe hanno proposto la seguente relazione:

$$CRR = 0.03 \cdot \left(\frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + 0.9 \cdot \left[\frac{1}{(V_{S1})_{cs} - V_{S1}} - \frac{1}{(V_{S1})_{cs}} \right]$$

dove la presenza di fini FC (%) è tenuta in conto mediante le seguenti indicazioni:

$$\begin{aligned} (V_{S1})_{cs} &= 220 && \text{per } FC \leq 5\% \\ 220 < (V_{S1})_{cs} &\leq 200 && \text{per } 5\% < FC \leq 35\% \\ (V_{S1})_{cs} &= 200 && \text{per } FC > 35\% \end{aligned}$$

DATI GENERALI

Normativa: Norme Tecniche Costruzioni 2018, Decreto 17 Gen. 2018

Fattore sicurezza normativa 1.25

FALDA

Profondità falda idrica 3.2 m

DATI SISMICI

Accelerazione Bedrock 0.05

Fattore amplificazione 2.464

Tipo Suolo: D-Terreni granulari sciolti e poco addensati, coesivi consistenti $V_{s30} < 180$

Morfologia: T1-Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

Coefficiente amplificazione stratigrafica (SS) 1.8

Coefficiente amplificazione topografica (ST) 1

Magnitudo momento sismico (M_w) 4.85

Distanza epicentro 18.7 Km

Peak ground acceleration (PGA) 0.09

PARAMETRI GEOTECNICI

Strato Nr	Descrizione	Quota iniziale (m)	Quota finale (m)	Peso unità volume (KN/mc)	Peso unità volume saturo (KN/mc)	Numero colpi medio (Nspt)	Velocità di onde di taglio Vs (m/s)
1	limo sabbioso	0	0.8	14	14	2.94	192
2	sabbia ghiaiosa	0.8	2.6	15	19	17.32	192
3	limo sabbioso	2.6	5.8	14	18.5	3.22	379
4	sabbia ghiaiosa	5.8	7.2	15	19.5	17.64	379

Andrus Stokoe (1997)

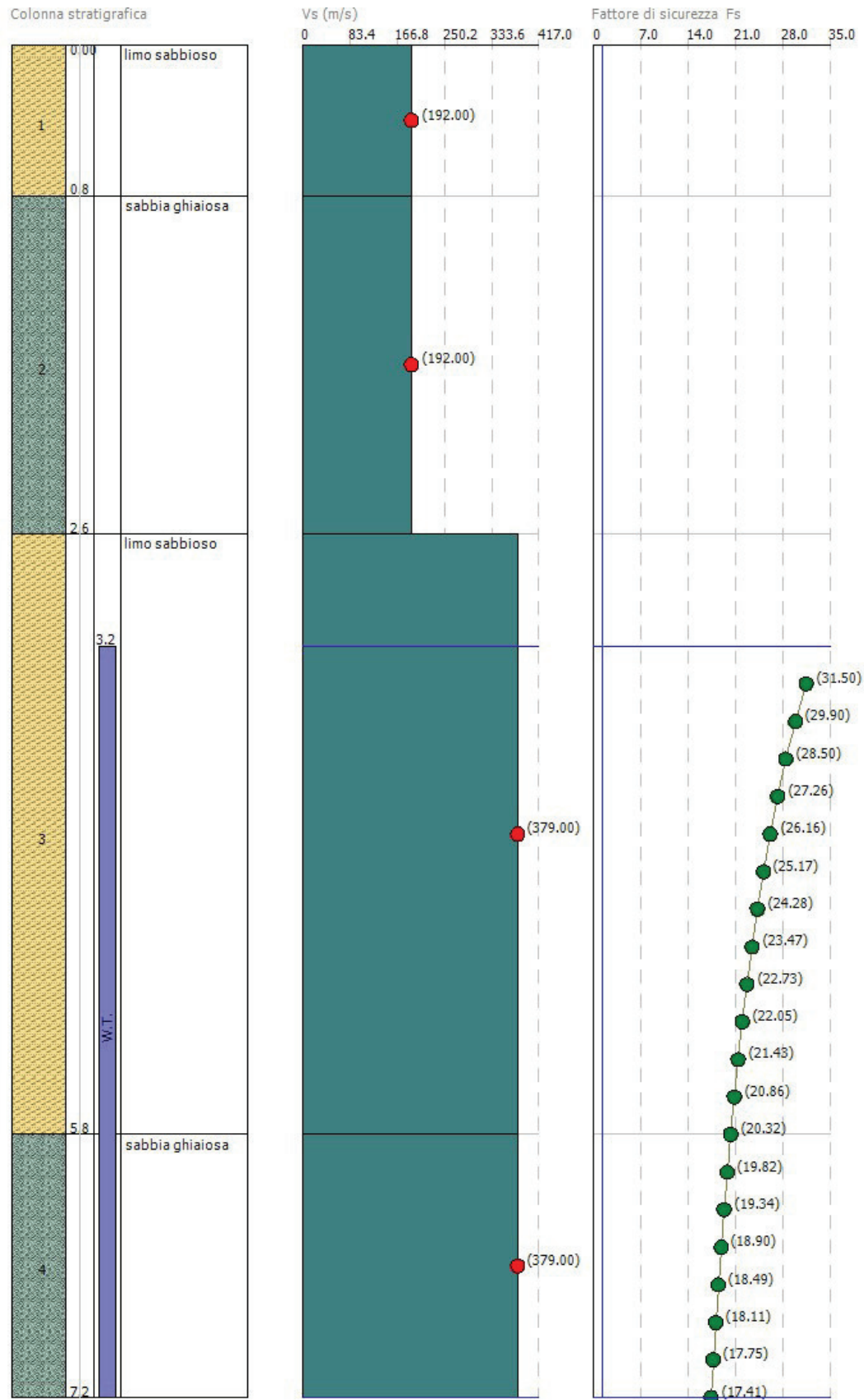
Nr.	Frazione fine (%)
	36
	36
	36

Correzione per la magnitudo (MSF) 3.05

N r.	Profondità dal p.c. (m)	Pressione litostatica totale (KPa)	Pressione verticale effettiva (KPa)	Velocità normale zzata Vs1 (m/s)	Valore critico di Vs1 (Vs1c) (m/s)	Coeficiente ridotto (rd)	Resistenza alla liquefazione (CR R)	Sforzo di taglio normalizzato (CSR)	Coefficiente di sicurezza Fs	Suscettibilità di liquefazione
1	3.40	50.300	48.339	454.533	200.000	0.974	0.612	0.019	31.50	Terreno non suscettibile di liquefazione
2	3.60	54.000	50.077	450.535	200.000	0.972	0.601	0.020	29.90	Terreno non suscettibile di liquefazione
3	3.80	57.700	51.816	446.708	200.000	0.971	0.590	0.021	28.50	Terreno non suscettibile di liquefazione
4	4.00	61.400	53.555	443.037	200.000	0.969	0.581	0.021	27.26	Terreno non suscettibile di liquefazione
5	4.20	65.100	55.293	439.512	200.000	0.968	0.571	0.022	26.16	Terreno non suscettibile di liquefazione
6	4.40	68.800	57.032	436.124	200.000	0.966	0.562	0.022	25.17	Terreno non suscettibile di liquefazione
7	4.60	72.500	58.771	432.862	200.000	0.965	0.554	0.023	24.28	Terreno non suscettibile di liquefazione
8	4.80	76.200	60.505	429.000	200.000	0.960	0.540	0.023	23.47	Terreno non

		00	09	718	000	3	6			suscettibile di liquefazione
9	5.00	79.900	62.248	426.685	200.000	0.962	0.538	0.024	22.73	Terreno non suscettibile di liquefazione
10	5.20	83.600	63.987	423.757	200.000	0.960	0.530	0.024	22.05	Terreno non suscettibile di liquefazione
11	5.40	87.300	65.725	420.926	200.000	0.959	0.523	0.024	21.43	Terreno non suscettibile di liquefazione
12	5.60	91.000	67.464	418.188	200.000	0.957	0.516	0.025	20.86	Terreno non suscettibile di liquefazione
13	5.80	94.700	69.203	415.536	200.000	0.956	0.509	0.025	20.32	Terreno non suscettibile di liquefazione
14	6.00	98.600	71.141	412.675	200.000	0.954	0.502	0.025	19.82	Terreno non suscettibile di liquefazione
15	6.20	102.500	73.080	409.911	200.000	0.953	0.495	0.026	19.34	Terreno non suscettibile di liquefazione
16	6.40	106.400	75.019	407.237	200.000	0.951	0.489	0.026	18.90	Terreno non suscettibile di liquefazione
17	6.60	110.300	76.957	404.647	200.000	0.950	0.482	0.026	18.49	Terreno non suscettibile di liquefazione
18	6.80	114.200	78.896	402.138	200.000	0.948	0.476	0.026	18.11	Terreno non suscettibile di liquefazione
19	7.00	118.100	80.835	399.705	200.000	0.946	0.470	0.027	17.75	Terreno non suscettibile di liquefazione

Figura 31. Grafico fattore di sicurezza alla liquefazione lungo la profondità della prova P1.



Come si può notare, per tutta la verticale indagata, il terreno non risulta essere suscettibile di liquefazione.

8 FATTIBILITÀ GEOLOGICA E VINCOLI PRESENTI SULLE AREE

Dal punto di vista della fattibilità geologica, l'area di intervento ricade in classe di fattibilità 3: "Fattibilità con consistenti limitazioni", in riferimento alle seguenti sottoclassi:

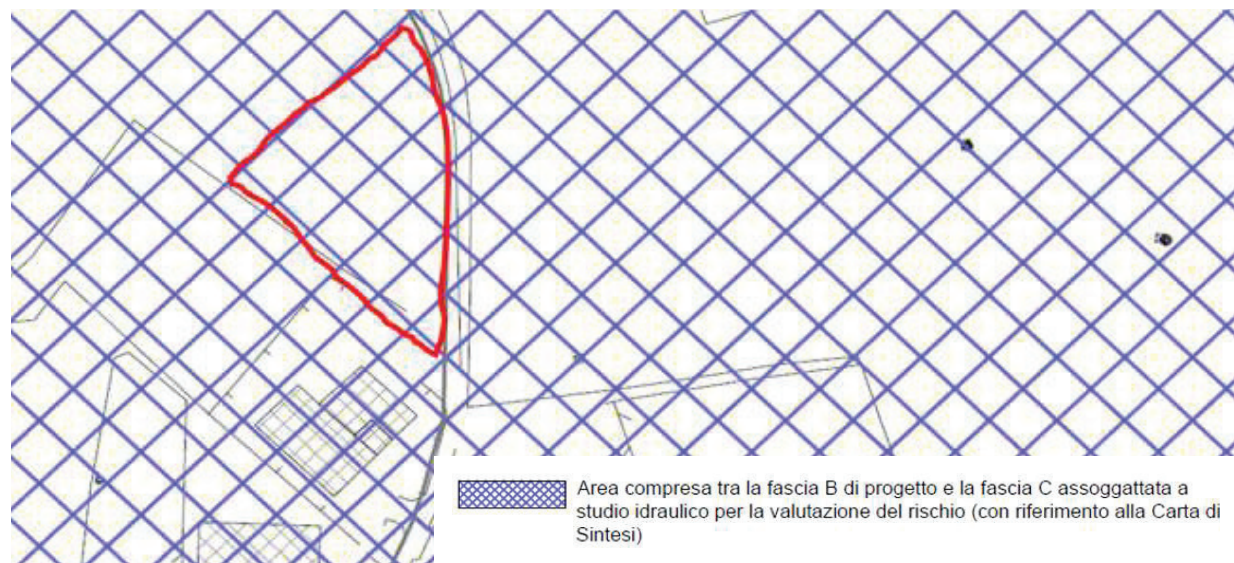
- 3 FluvR2: aree comprese nel territorio delimitato come limite di progetto tra la fascia B e la fascia C (zona R2);
- 3 idr: aree a bassa soggiacenza della falda.

Figura 32: Stralcio della carta di fattibilità geologica da PGT Comunale.



Per quanto la vincolistica che interessa l'area di studio, si segnala come la zona sia ricompresa tra la fascia B di progetto e la fascia C assoggettata a studio idraulico per la valutazione del rischio.

Figura 33: Stralcio della carta PAI/PGRA da PGT Comunale.



Di seguito si riportano le norme geologiche principali connesse alle sottoclassi di fattibilità che insistono sull'area di intervento (vengono riportate solo quelle connesse alla tipologia d'opera da realizzare).

Classe 3 di fattibilità geologica

L'alta pericolosità / vulnerabilità comporta gravi limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica.

La classe comprende le zone nelle quali sono state riscontrate consistenti limitazioni all'utilizzo a scopi edificatori e/o alla modifica della destinazione d'uso per le condizioni di pericolosità/vulnerabilità individuate, per il superamento delle quali potrebbero rendersi necessari interventi specifici o opere di difesa.

Sottoclasse 3idr: aree a bassa soggiacenza della falda

In questo ambito, oltre alle norme generali per la classe 3 valgono le seguenti prescrizioni:

- *evitare quanto possibile la realizzazione di strutture interrato interferenti con le falde idriche sotterranee;*
- *prevedere adeguati sistemi di impermeabilizzazione delle strutture fondazionali, tenendo conto delle possibili oscillazioni piezometriche;*
- *dovrà essere valutato attentamente lo svolgimento di attività che possano essere fonte di contaminazione per le acque sotterranee.*

Sottoclasse 3fluvR2: aree ricadenti tra il limite di progetto della fascia B e il limite di fascia C (zona R2)

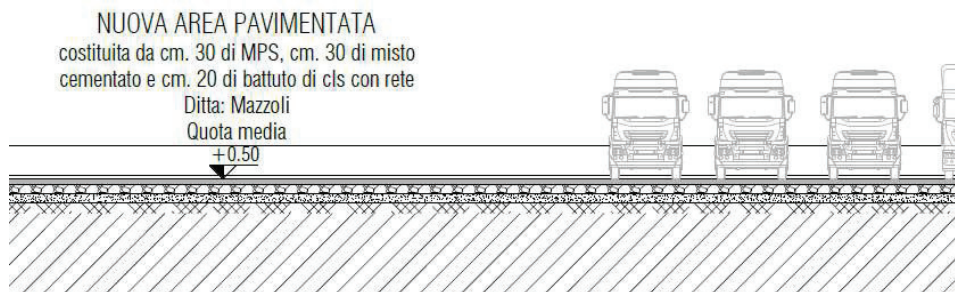
In questo ambito, oltre alle norme generali per la classe 3 valgono le seguenti prescrizioni ():*

- *dovrà essere prodotta un'approfondita relazione geotecnica per il dimensionamento delle fondazioni; tale relazione deve tenere conto delle eventuali pressioni idrostatiche presenti nel sottosuolo. Il piano di posa delle fondazioni dovrà collocarsi comunque sotto la quota del piano campagna originario;*
- *dovranno eventualmente essere previste opere di difesa delle fondazioni superficiali al fine di scongiurare l'insorgere di fenomeni erosivi;*
- *per la realizzazione delle murature in elevazione, almeno per i primi due metri fuori terra rispetto al p.c. originario, dovranno essere utilizzati materiali da costruzione poco danneggiabili al contatto con l'acqua e possibilmente impermeabili (guaine bituminose, malte speciali ecc.).*

(): prescrizioni relative alla categoria "nuovi edifici"; la Scrivente consiglia comunque di mettere in atto tali prescrizioni anche per l'intervento di progetto.*

9 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche sono state condotte attraverso il calcolo della capacità portante e dei cedimenti. La stratigrafia del pacchetto fornita dai Progettisti è la seguente:



Per poter calcolare la capacità portante, sono state eseguite le seguenti ipotesi:

- lo strato di MPS, di spessore pari a 30 cm, è stato modellato come uno livello di terreno avente quali caratteristiche geotecniche (in mancanza di dati più dettagliati): peso di volume pari a 15 kN/mc, angolo d'attrito pari a 30°, modulo elastico pari a 8000 kN/mq;
- la fondazione è stata modellata come una platea di spessore pari a 50 cm, ovvero raggruppante lo spessore del misto cementato e del battuto di cls con la rete;

Circa la pressione gravante sulla fondazione è stato applicato un carico d'esercizio di 5 kN/mq (a tal proposito si veda la tabella di seguito riportata, estratta dalle NTC 2018, raffigurante i carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici), a cui si è aggiunto il peso proprio della fondazione stessa (2500 kg/mc x 0,5 m di spessore = 1250 kg/mq).

Tab.1 Tabella 3.1.II – Del DM 17 Gennaio 2018 (NTC 2018). Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici.
Table 3.1.II - Values of operating loads for the different categories of buildings.

Cat.	Ambienti	Specific Use	q _k [kN/m ²]	Q _k [kN]	H _k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi ai servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali. Scale comuni, balconi, ballatoi	Areas for domestic and residential activities Areas for domestic and residential activities; included rooms and bathrooms in residential buildings, houses and hotels (with the exception of areas susceptible to large crowds) Common stairs, terraces and catwalks	2,00	2,00	1,00
			4,00	4,00	2,00
B	Uffici Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico Scale comuni, balconi, ballatoi	Office areas Cat B1 Offices not open to the public	2,00	2,00	1,00
		Cat B2 offices open to the public	3,00	2,00	1,00
		Common stairs, terraces and catwalks	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e aule universitarie e aule magne Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad altri di stazioni ferroviarie Cat. C4 aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici Cat. C5 Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie. Scale comuni, balconi, ballatoi	Areas susceptible to significant overcrowding Cat C1 Areas with tables, e.g. areas in schools, cafes, restaurants, dining halls, reading rooms, reception rooms. Cat C2 Areas with fixed seats, e.g. areas in churches, theaters or cinemas, conference rooms, lecture halls, assembly halls. *Cat C3 Areas without obstacles for moving people e.g. areas in museums, exhibition rooms and access areas in public and administration buildings, hotels, hospitals, railway station forecourts.* Cat. C4 Areas with possible physical activities, e.g. dance halls, gymnastic rooms, stages. Cat. C5 Areas susceptible to large crowds, e.g. in buildings for public events like concert halls, sport halls including stands, terraces and access areas and railway platforms. Common stairs, terraces and catwalks	3,00	3,00	1,00
			4,00	4,00	2,00
			5,00	5,00	3,00
			5,00	5,00	3,00
			5,00	5,00	3,00
D	Ambienti ad uso commerciale Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini Scale comuni, balconi, ballatoi	Shopping areas Cat D1 Retail shops	4,00	4,00	2,00
		Cat. D2 Department stores, markets, malls	5,00	5,00	2,00
		Common stairs, terraces and catwalks	Secondo la categoria d'uso servita/According to the served category of use		
E	Aree per immagazzinamento, uso commerciale ed uso industriale Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	Areas for storage and industrial use Cat. E1 areas susceptible to accumulation of goods, including access areas, e.g. storage of books and other documents, libraries, file rooms, manufacturing laboratories. Cat E2 environments for industrial use	≥ 6,00	7,00	1,00*
		Da valutarsi caso per caso/To be evaluated on a case by case basis			
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti) Cat. F Rimesse, aree per traffico e parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN) Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	Traffic and parking areas in buildings (not including bridges) Cat. F Traffic and parking areas for light vehicles (must not exceed 30 kN gross vehicle weight) Cat. G Traffic and parking areas for medium vehicles (in the range of 30 kN to 160 kN gross vehicle weight), e.g. access routes, delivery zones.	2,50	2x10,00	1,00**
			5,00	2x50,00	1,00**
		Da valutarsi caso per caso e comunque non minori di /To be evaluated on a case by case basis and in any case not less than			
H-K	Coperture Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa tra A e D Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti	Roofs Cat. H Roofs not accessible except for normal maintenance and repair Cat. I Roofs accessible with occupancy according to categories A to D Cat. K Roofs accessible for special services, such as landing areas and helicopter.	0,50	1,20	1,00
		Secondo categorie di appartenenza/According to their specific category			
		Da valutarsi caso per caso/To be evaluated on a case by case basis			

La scrivente rimane a disposizione per eventuali analisi nel caso in cui i valori delle sollecitazioni gravanti sul piazzale siano definite analiticamente a seguito di analisi ingegneristiche dei carichi.

AL fine di operare allo SLU, la pressione di 5 kN /mq è stata poi moltiplicata per il coefficiente da normativa pari a 1,5 (azioni variabili sfavorevoli), mentre il peso proprio della fondazione pari a 12,5 kN/mq è stato moltiplicato per il coefficiente 1,3 (azioni permanenti sfavorevoli).

Da questo calcolo risulta:

$$\text{Pressione normale di progetto allo SLU: } 12,5 \text{ kN/mq} \times 1,3 + 5 \text{ kN/mq} \times 1,5 = 16,25 \text{ kN/mq} + 7,5 \text{ kN/mq} = 23,75 \text{ kN/mq.}$$

Di seguito si riporta il report di calcolo.

DATI GENERALI

```

=====
Normativa                                NTC_2018
Larghezza fondazione                      1.0 m
Lunghezza fondazione                      1.0 m
Profondità piano di posa                  0.2 m
Altezza di incastro                       1.0 m
Profondità falda                          3.2
Correzione parametri
=====

```

SISMA

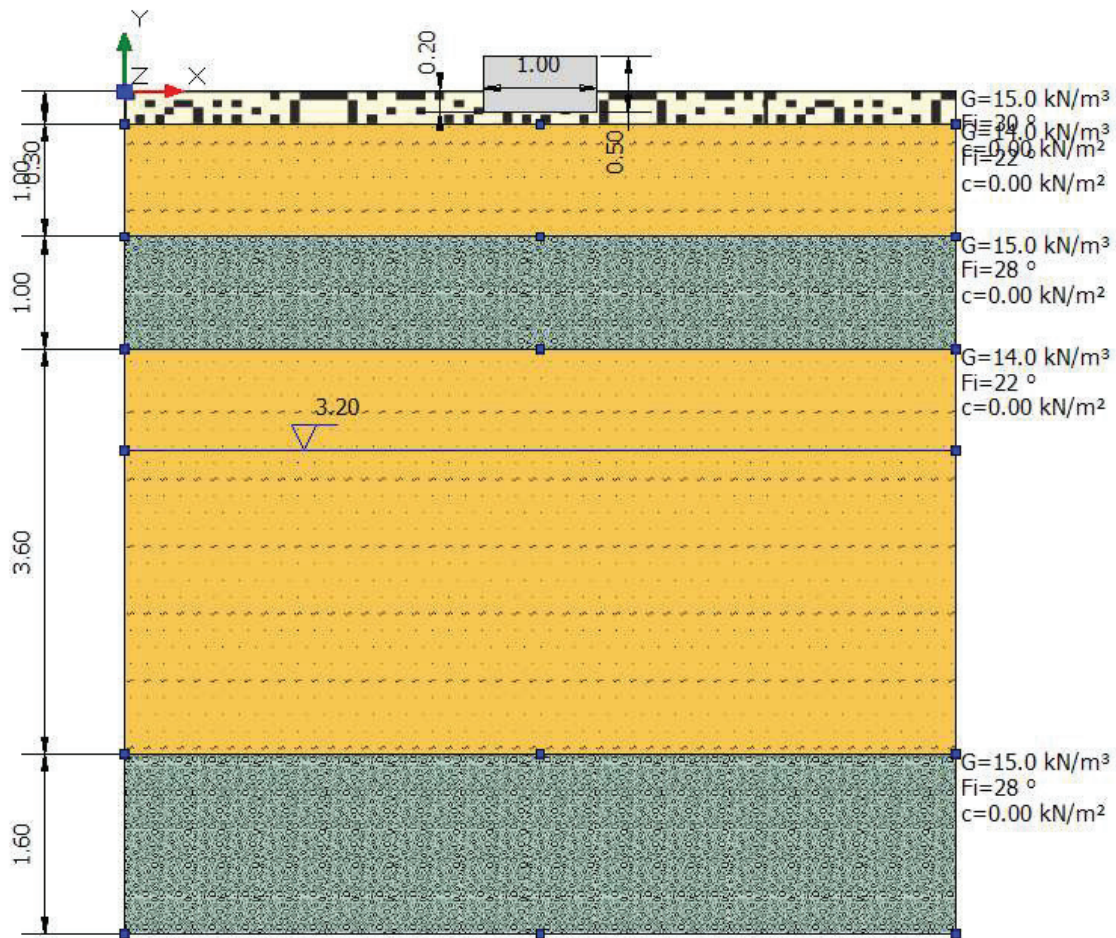
```

=====
Accelerazione massima (amax/g)           0.191
Effetto sismico secondo                   NTC 2018
=====

```

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Descrizione
0.3	15.0	15.0	30.0	8000.0	MPS
1.0	14.0	14.0	22.0	2300.0	Limo sabbioso
1.0	15.0	19.0	28.0	8000.0	Sabbia ghiaiosa
3.6	14.0	18.5	22.0	1500.0	Limo sabbioso
1.6	15.0	19.5	28.0	9700.0	Sabbia ghiaiosa



Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A(1)+M(1)+R(3)	23.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	0.00	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	No	1	1	1	1	1	1.8	1.1

A(1)+M(1)+R(3)**Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)**

===== PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO =====

Peso unità di volume	15.0	kN/m ³
Angolo di attrito	30.0	°
Coesione	0.0	kN/m ²

Fattore [Nq]	7.18
Fattore [Nc]	15.97
Fattore [Ng]	4.78
Fattore forma [Sc]	1.42
Fattore profondità [Dc]	1.07
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.36
Fattore profondità [Dq]	1.06
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 (Qult)	56.25	kN/m ²
Resistenza di progetto (Rd)	24.46	kN/m ²
Tensione (Ed)	23,35	kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata**Fs: Qult/Ed = 2,37**

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	2250.11	kN/m ³
---------------------	---------	-------------------

SISMA**Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)**

===== PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO =====

Peso unità di volume	15.0	kN/m ³
Angolo di attrito	30.0	°
Coesione	0.0	kN/m ²

Fattore [Nq]	7.18
--------------	------

Fattore [Nc]	15.97	
Fattore [Ng]	4.78	
Fattore forma [Sc]	1.42	
Fattore profondità [Dc]	1.07	
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0	
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0	
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0	
Fattore forma [Sq]	1.36	
Fattore profondità [Dq]	1.06	
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	56.25	kN/m ²
Resistenza di progetto	31.25	kN/m ²

CEDIMENTI ELASTICI

=====		
Pressione normale di progetto	17.5	kN/m ²
Spessore strato	1.3	m
Profondità substrato roccioso	100.0	m
Modulo Elastico	2300.0	kN/m ²
Coefficiente di Poisson	0.3	
=====		
Coefficiente di influenza I1	0.34	
Coefficiente di influenza I2	0.05	
Coefficiente di influenza Is	0.37	
=====		
Cedimento al centro della fondazione	3.27	mm
=====		
Coefficiente di influenza I1	0.19	
Coefficiente di influenza I2	0.08	
Coefficiente di influenza Is	0.24	
Cedimento al bordo	1.06	mm
=====		

Il fattore di sicurezza relativo alla capacità portante risulta superiore all'unità e quindi la verifica è soddisfatta.

Inoltre, i cedimenti risultano molto ridotti.

Si prescrive di verificare bene le caratteristiche meccaniche dello strato di MPS da utilizzare in quanto esso rappresenta lo strato di collegamento tra il primo strato di terreno naturale

(peraltro non ottimale dal punto di vista geotecnico) e la sovrastruttura in progetto.

10 CONCLUSIONI ED INDICAZIONI PROGETTUALI

La presente relazione geologica (R1 – R3) e geotecnica (R2) è relativa alla realizzazione di una nuova pavimentazione ai mappali nr. 7267, 6838, 6839, 1717, 3190, 7268 di proprietà di Du. Eco S.r.l., ubicati in comune di Costa Volpino (BG).

La situazione stratigrafica delineata a seguito dell'esecuzione delle prove penetrometriche, vede la presenza di un'alternanza di depositi alluvionali granulari costituiti da sabbie limose e sabbie ghiaiose che, oltre i 3,2 m di profondità, si trovano sotto falda.

Per quanto riguarda gli aspetti relativi alla sismicità, l'indagine MASW eseguita permette di classificare il sottosuolo con la categoria C, mentre circa le condizioni topografiche è stata assegnata una categoria T1.

Essendo l'area ricompresa entro uno scenario di amplificazione Z4, è stata eseguita l'analisi sismica di secondo livello che porta a declassare la categoria di sottosuolo da C a D, poiché il fattore di amplificazione calcolato è risultato essere maggiore del valore soglia di amplificazione del Comune di Costa Volpino.

È stata inoltre eseguita la verifica alla liquefazione che porta a constatare il fatto che i terreni nell'area di intervento non sono suscettibili a tale fenomenologia.

Per ciò che attiene alla fattibilità geologica ed al regime vincolistico, essendo il lotto ricompreso nelle aree comprese nel territorio delimitato come limite di progetto tra la fascia B e la fascia C (zona R2) ed essendo interessato da una bassa soggiacenza della falda, si rientra in classe di fattibilità 3; per tale classe di fattibilità, gli interventi di progetto risultano fattibili.

Infine, sono state eseguite le verifiche geotecniche da normativa che, sulla base di alcune assunzioni necessarie a causa di mancanza di dati, hanno portato al calcolo della capacità portante e dei cedimenti, i quali risultano assolutamente ammissibili.

In riferimento a quest'ultimo aspetto, la scrivente rimane a disposizione per eventuali elaborazioni; si prescrive comunque di verificare in maniera approfondita le caratteristiche meccaniche dello strato di MPS da utilizzare poiché, come accennato, dovrà essere quello che sopporta i maggiori carichi stante il fatto che il primo strato di terreno presente in sito non è dotato di caratteristiche geotecniche ottimali.

luglio 2024

Dott. ssa Geol. Elena Nostrani

