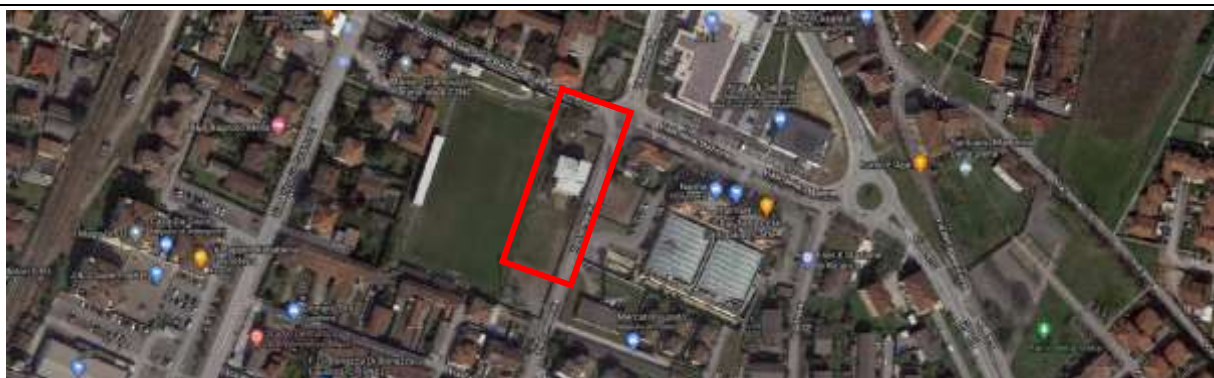


# REGIONE LOMBARDIA

## PROVINCIA DI BRESCIA

### COMUNE DI BAGNOLO MELLA



#### RELAZIONE GEOLOGICA R1+R3

#### RELAZIONE GEOTECNICA R2

Elaborato

## VULNERABILITA' SISMICA SCUOLA

D.M. 17.01.2018 – DGR 2616/2011 – DGR X/5001

Committente



Amministrazione Comunale

Estensore



A. & P. sas

*Il presente elaborato è confidenziale e ne è vietata la riproduzione o l'utilizzo da terzi non autorizzati*

#### Informazioni documento

Operazione	Soggetto	Data
Redatto	A & P sas – Dr.ssa Gallo Samanta	10.02.2021
Approvato	A & P sas – Dr. Aletti Corrado	25.02.2021
File	relazione_01.docx	
Commessa	2021.02.063	

## INDICE

1. Introduzione .....	4
2. Inquadramento geografico .....	5
3. Inquadramento geologico e morfologico del territorio .....	6
3.1. Litostratimetria .....	7
3.2. Calcolo del coefficiente di permeabilità .....	9
3.3. Prova di permeabilità .....	11
3.4. Fattibilità .....	12
3.5. Sismica .....	13
3.6. Indagine sismica .....	15
3.6.1. Tecnica di misurazione HVSR .....	15
3.6.2. Tecnica di misurazione MASW .....	16
3.6.3. Tecnica di misurazione ReMi .....	19
3.6.4. Effetti di sito: risposta sismica locale .....	20
3.6.5. Profilo onde S e classificazione del sottosuolo da NTC .....	20
3.6.6. Vulnerabilità sismica dell'opera .....	22
3.6.7. Risultati dell'analisi HVSR .....	23
3.6.8. Risultati dell'analisi MASW .....	25
3.6.9. Risultati dell'analisi ReMi .....	27
3.7. Analisi di II livello .....	28
3.8. Parametri sismici .....	30
3.9. Stima della magnitudo di riferimento .....	32
3.10. Verifica alla liquefazione .....	34
4. Geotecnica .....	38
4.1. Modello geotecnico .....	40
4.2. Analisi delle soluzioni fondali .....	42
4.3. Calcolo della capacità portante .....	43

4.3.1. Approccio 2 combinazione unica A1+M1+R3 .....	43
4.3.2. Verifica allo slittamento .....	44
5. Conclusioni .....	45
6. Tabella riassuntiva parametri geologici .....	46

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione geologica e geotecnica, redatta per conto dell'Amministrazione Comunale di Bagnolo Mella, ha lo scopo di definire il quadro geolitologico, stratigrafico, idrogeologico, sismico e geotecnico delle aree interessate dallo studio di vulnerabilità sismica di un edificio adibito a scuola sito in Comune di Bagnolo Mella (BS), al fine esclusivo della verifica sismica. Gli studi e le indagini conoscitive dei terreni sono stati svolti in ottemperanza a quanto prescritto dalla vigente normativa (D.M. 11/03/1988 - Suppl. n. 127 del 01/06/1988 e relativa Circ. LL.PP. 24/09/1988 n. 30483; D.M. 16/01/1996; D.M. 14/01/2008; Circolare 02/02/09 "Istruzioni per l'applicazione nelle NTC" Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici; Allegato al voto n.36 del 27/07/07 "Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale" Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici; Eurocodice 8 – Parte 5; Eurocodice 7.1 – Parte 1; Eurocodice 7.2 – Parte 2; Eurocodice 7.3 – Parte 3; L.R. 12/2005; D.M 17/01/2018), ai fini della definizione delle pressioni interstiziali, e ai fini sismici. La relazione è stata redatta ai sensi della DGR 2616/2011 (R3) e ai sensi delle NTC (R1). Allo scopo di determinare le caratteristiche geolitologiche e litotecniche dei terreni di fondazione in sito sono state effettuate n. 2 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH). Per quanto riguarda la verifica sismica di dettaglio si è fatto riferimento all'indagine mediante la tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio ed alla linea sismica MASW-REMI condotte nel campo da calcio adiacente per lo studio di micro zonazione sismica comunale. La presente relazione è corredata dai seguenti allegati:

**Allegato 1 – Ubicazione prove**

**Allegato 2 – Prove penetrometriche**

Considerata la tipologia dell'intervento e la situazione al contorno si è ritenuto sufficiente lo studio ed il rilievo delle aree direttamente coinvolte e di un limitato intorno e lo sviluppo in stretta chiave geotecnica. Sono stati consultati gli elaborati della componente geologica del PGT per la valutazione delle problematiche di area vasta.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	4 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

## 2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area in studio è localizzata nel settore centrale del territorio comunale di Bagnolo Mella, lungo il margine W di Via Lombardia, all'altezza del civico n. 2, a margine dell'incrocio con Viale della Stazione, così come rappresentato in Figura 1.



Figura 1 – Ubicazione dell'area in studio

Il progetto prevede la verifica sismica dell'edificio adibito a scuola che insiste sul Foglio 22, Mappale 656 dell'NCTR del Comune di Bagnolo Mella, così come rappresentato in Figura 2.

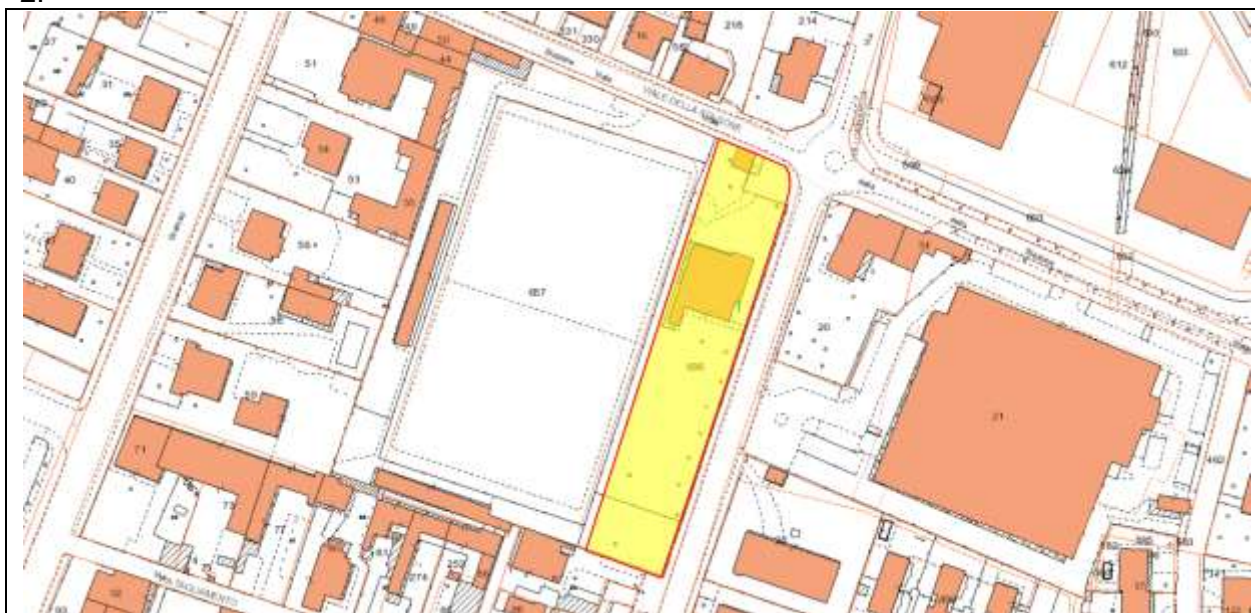


Figura 2 – Stralcio della Mappa Catastale

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	5 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			



### 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E MORFOLOGICO DEL TERRITORIO

L'assetto geologico dell'area d'intervento è stato determinato durante il Quaternario continentale dagli intensi eventi deposizionali che hanno portato a colmamento il bacino Padano. In particolare, ci si riferisce al Pleistocene e all'Olocene, in cui la nota climatica dominante fu rappresentata da un ripetuto alternarsi di climi caldi e freddi, con una netta tendenza al progressivo raffreddamento, reso evidente con l'avvento delle glaciazioni. I depositi dell'area di interesse sono legati alle dinamiche caratteristiche dell'ambiente fluvioglaciale e fluviale riferibili come età al Wurm ( $F_g^w$  – cfr. Figura 3). Più nel dettaglio il sito si colloca in corrispondenza dell'**alta pianura bresciana**.



#### Legenda:

- $f_g^w$  Alluvioni Fluvioglaciali e fluviali Wurm
- $a^1$  Alluvioni antiche

Figura 3 – Stralcio della Carta Geologica d'Italia foglio Brescia

La geologia profonda (sedimenti pre-quaternari), le cui strutture non condizionano le forme superficiali, è caratterizzata da un'ampia monoclinale che immerge verso Sud, con pendenza decrescente all'aumentare della profondità. La diminuzione della pendenza della monoclinale è localmente favorita dall'intersezione di sedimenti pliocenici, che risultano aver smussato le irregolarità dovute all'antecedente tettonica alpina. In superficie, dal punto di vista litologico dominano le ghiaie accompagnate da frazioni sabbiose presenti in percentuale variabile, con coperture limoso sabbiose e/o sabbioso limose nocciola nell'ordine dei 60

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	6 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

centimetri. Morfologicamente l'area risulta pianeggiante, alla quota di circa 86.00 m.s.m., con cadente topografica verso S-SW. La genesi morfologica di queste superfici è legata alla dinamica fluviale a canali intrecciati (braided) caratterizzata da condizioni di alta energia, con portate variabili, forte alimentazione e prevalente trasporto di fondo riscontrabili negli scaricatori del ghiacciaio Benacense. Al mutare delle condizioni climatiche sono venute meno anche le dinamiche geomorfologiche sopradescritte, soppiantate dal rimodellamento legato alle acque incanalate delle risorgive, ed alle successive opere di bonifica e regimazione. L'idrografia a contorno, ad esclusione del Fiume Mella che scorre a circa 4.6 chilometri in direzione Ovest, è rappresentata da una fitta rete di canali irrigui e scolanti. Dal punto di vista idraulico è importante segnalare che l'area in analisi risulta esterna alle fasce fluviali delimitate dal Piano PAI, ovvero le aree inondate in caso di piene con tempi di ritorno diversi, e risulta inoltre esterna alle zone allagabili definite dal PGRA 2019 della Regione Lombardia (Figura 4). Visto l'attuale assetto geoclimatico non sono stati rilevati forme o processi geomorfologici attivi e si esclude l'esondabilità dell'area.

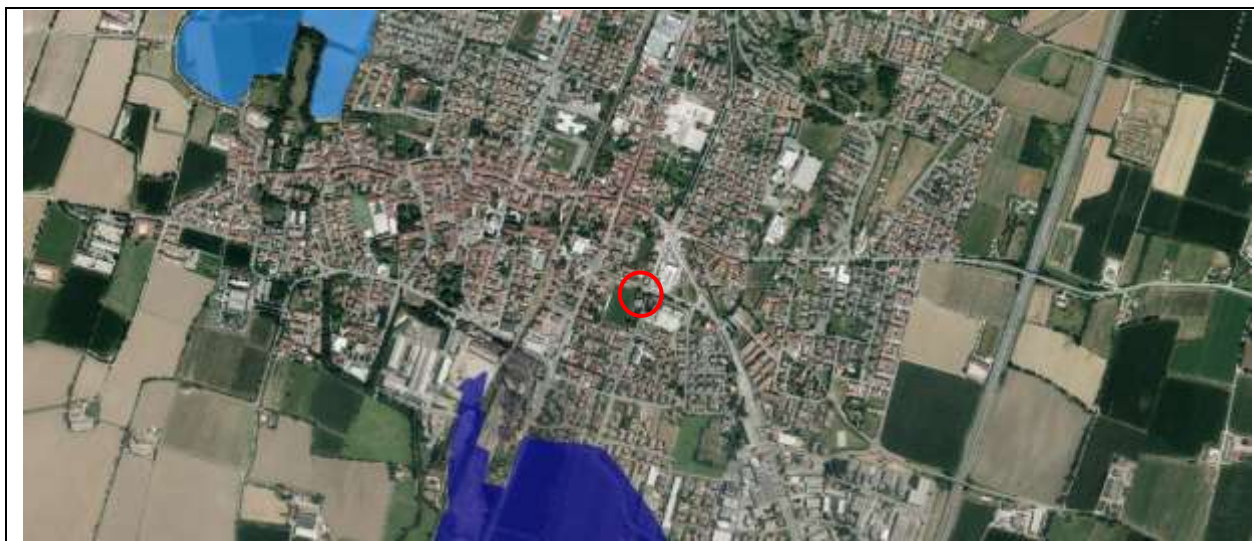


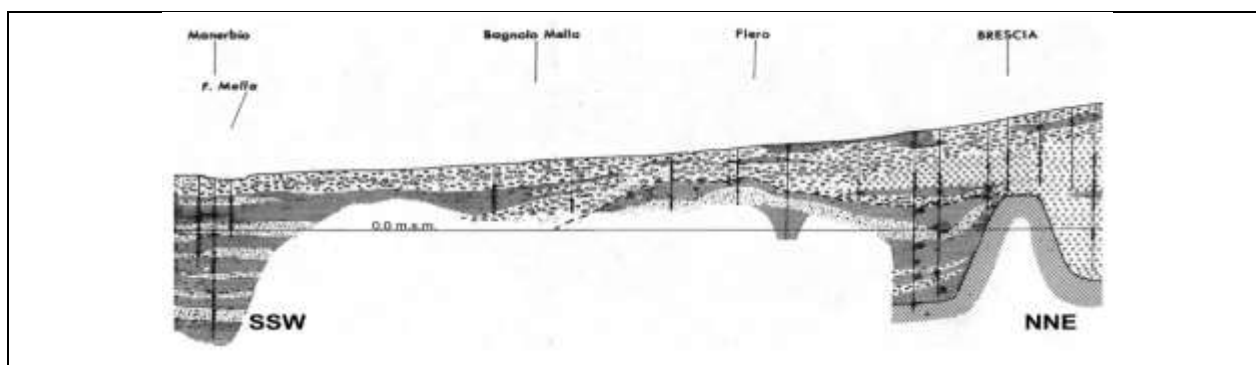
Figura 4 – Direttiva alluvioni 2007/60/CE – Revisione 2019

### 3.1. Litostratimetria

La litostratimetria dell'area in esame è stata desunta da studi effettuati nella zona e dalle

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	7 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

interpretazioni delle prove penetrometriche dinamiche effettuate in sito nel Febbraio 2021. L'assetto stratigrafico si configura conforme all'ambiente ed all'evoluzione deposizionale a cui è andata soggetta l'area, fortemente condizionata dalla dinamica fluvio-glaciale e fluviale legata ad ambienti ad alta energia, con significative variazioni d'alveo e ad elevata competenza. Dal punto di vista genetico i depositi si presentano quindi uniformi sull'area in studio seppure con differenze locali legate alla granulometria e al grado di addensamento. Le prove penetrometriche hanno evidenziato la presenza di un primo livello costituito da sabbie con ghiaie associate a frazioni fini limose in percentuale variabile che si estendono sino a circa 2.10 m da p.c.. Da questa profondità e sino alla massima profondità indagata di circa 7.80 m da p.c. si osserva la presenza di un livello ghiaioso sabbioso. Le sabbie hanno granulometria medio – grossolana, mentre le ghiaie presentano grani eterogenei, ben arrotondati e assortiti. La composizione petrografica è caratterizzata dalla preponderanza delle rocce carbonatiche principalmente calcari ed in subordine dolomie, accompagnati da marne, arenarie, selci, e dalla rilevante presenza di ciottoli granitoidi. La stratigrafia ricostruita sulla base delle prove effettuate nel sito preso in riferimento è concorde con quanto riportato in bibliografia (Figura 5) dove è possibile osservare, come questi strati ghiaiosi e sabbioso ghiaiosi siano continui per almeno 20/30 m.



**Figura 5 –Sezione idrogeologica**

La superficie freatica è stata individuata durante le indagini del Febbraio 2021 alla massima profondità di circa 4.80 metri da p.c.. La situazione trova coerenza con i dati riportati nella cartografia geologica a corredo del PGT, dove si può notare che l'area ricade poco al di

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	8 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			



sotto dell'isopieza 81 (Figura 6), ad indicare una soggiacenza di circa 5.50 metri della falda freatica. Considerata l'esiguità delle misurazioni e la mancanza di una serie storica di dati non è possibile fornire un valore attendibile dell'intervallo di oscillazione della falda freatica.



Figura 6 – Stralcio della Carta idrogeologica (stralcio da PGT)

### 3.2. Calcolo del coefficiente di permeabilità

Sono state eseguite n. 1 prova di permeabilità a carico variabile in pozzetto nell'area in studio. Le prove in pozzetto consentono di determinare in modo molto semplice la permeabilità di un terreno superficiale al di sopra del livello della falda idrica. Operativamente si realizza uno scavo, lo si riempie d'acqua e si valuta la portata necessaria per mantenere un livello costante (prove a carico costante) o si valuta l'abbassamento dell'acqua all'interno dello scavo (prove a carico variabile). Il pozzetto di prova può essere di forma quadrata o circolare e le dimensioni possono essere scelte basandosi sugli strumenti di scavo disponibili. In linea di principio comunque le dimensioni devono aumentare all'aumentare delle dimensioni dei granuli del terreno. In particolare il lato del quadrato (nel caso di pozzetti a base quadrata) o il diametro del cerchio (per pozzetti circolari) deve essere superiore a 10-15 volte la dimensione della frazione granulometrica significativa. La profondità del pozzetto è a discrezione dell'operatore. Occorre comunque evitare di avvicinarsi eccessivamente alla superficie di falda perché, secondo le raccomandazioni AGI, deve risultare (Figura 7):

$$H \geq 7 \cdot h$$

Nella prova a carico variabile si porta il livello dell'acqua alla quota  $h_1$  e poi si misura in

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	9 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

quanto tempo l'acqua scende al livello  $h_2$ .

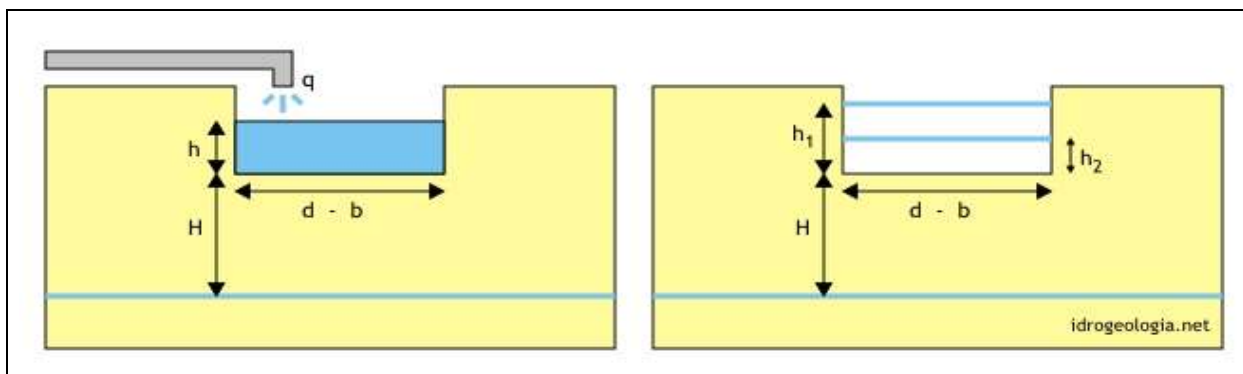


Figura 7 – Schema per prove di permeabilità a carico costante e variabile



Figura 8 – Pozzetto di prova e strumentazione di misura

Nel caso in esame, considerata la natura sabbioso ghiaiosa dei depositi, è stato posizionato un tubo aperto da 55 mm di diametro spinto ad una profondità di 2.50 metri (Figura 8). Vista la profondità non è stato possibile realizzare un pozzetto con pareti libere, ma è stato inserito il tubo per ridurre gli eventuali errori dovuti al franamento delle pareti dello scavo nel corso della prova. Il tubo è stato poi riempito di acqua, avendo cura di effettuare la saturazione dei depositi sottostanti, e in seguito sono stati misurati i tempi di abbassamento del livello all'interno del tubo. Le prove hanno avuto entrambe una durata di 7 minuti. I grafici degli abbassamenti rilevati in campagna sono riportati in Figura 9.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	10 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

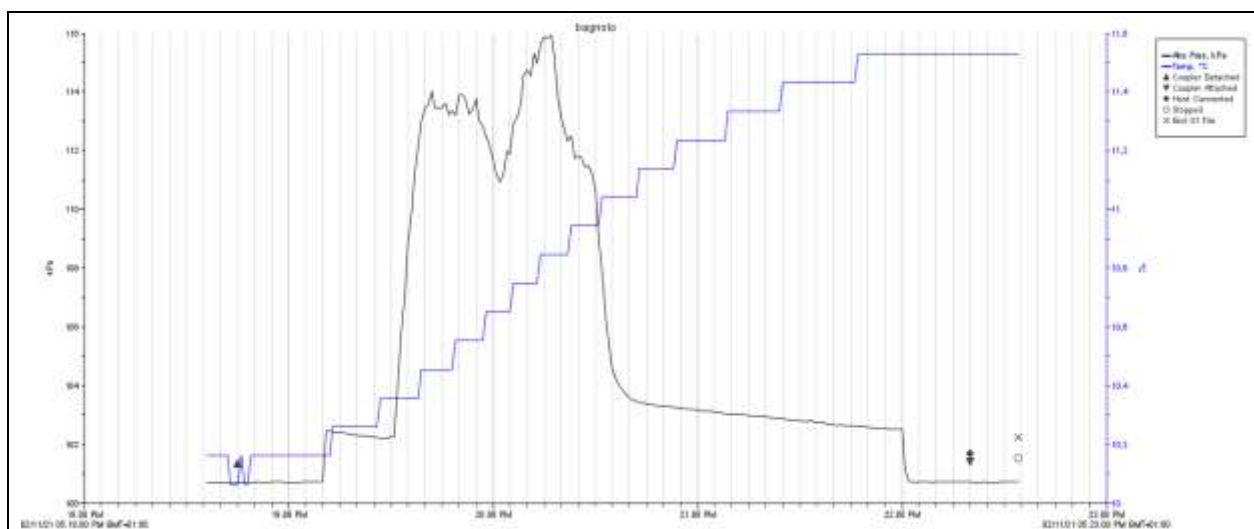


Figura 9 - Letture di campagna

### 3.3. Prova di permeabilità

La formula tipica riportata nelle raccomandazioni AGI per il calcolo della permeabilità  $k$  è la seguente:

$$k = \frac{d}{32} \cdot \frac{h_1 - h_2}{t_2 - t_1} \cdot \frac{1}{h_m}$$

dove:

$h_m$  = altezza media dell'acqua nel pozzetto ( $h_m > d/4$ );

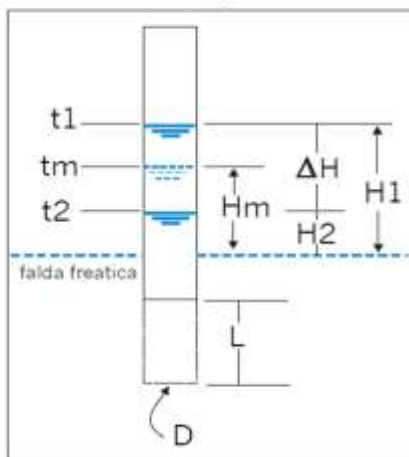
$h_1 - h_2$  = abbassamento;

$t_2 - t_1$  = intervallo di tempo;

$d$  diametro pozzetto.

Tuttavia la formula e le modalità di prova sopra riportate prevedono la realizzazione di uno scavo con pareti permeabili. Nel caso in studio per impedire franamenti e per avere una forma regolare del pozzetto di prova è stato inserito un tubo in PVC che di fatto ha reso impermeabili del superfici laterali, permettendo la percolazione solo dal fondo. Per questo motivo appare più opportuno utilizzare le classiche formule impiegate per le prove in foro di sondaggio (prova Lefranc) con lunghezza della tasca pari a 0.00 metri:

### Schema della prova Lefranc



Per le prove a carico costante la conducibilità idraulica è:

$$K = Q / CH$$

Q = portata a regime (cm<sup>3</sup>/sec)

H = carico idraulico a regime (cm)

C = coefficiente di forma (cm), in funzione della tasca inferiore di diametro D e lunghezza L

Per prove a carico idraulico variabile la conducibilità idraulica è:

$$K = AdH / C dt Hm$$

A = area di base della tasca filtrante

dH = H<sub>1</sub> - H<sub>2</sub> = differenza di carico idraulico

dt = t<sub>2</sub> - t<sub>1</sub> = intervallo di tempo corrispondente a dH

Hm = carico idraulico corrispondente al tempo medio (t<sub>1</sub> + t<sub>2</sub>) / 2

C = coefficiente di forma

Nel caso di foro aperto inferiore:

$$C = 2.85 D$$

La permeabilità calcolata con la formula sopra riportata restituisce il seguente valore:

$$k = 9.2 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$$

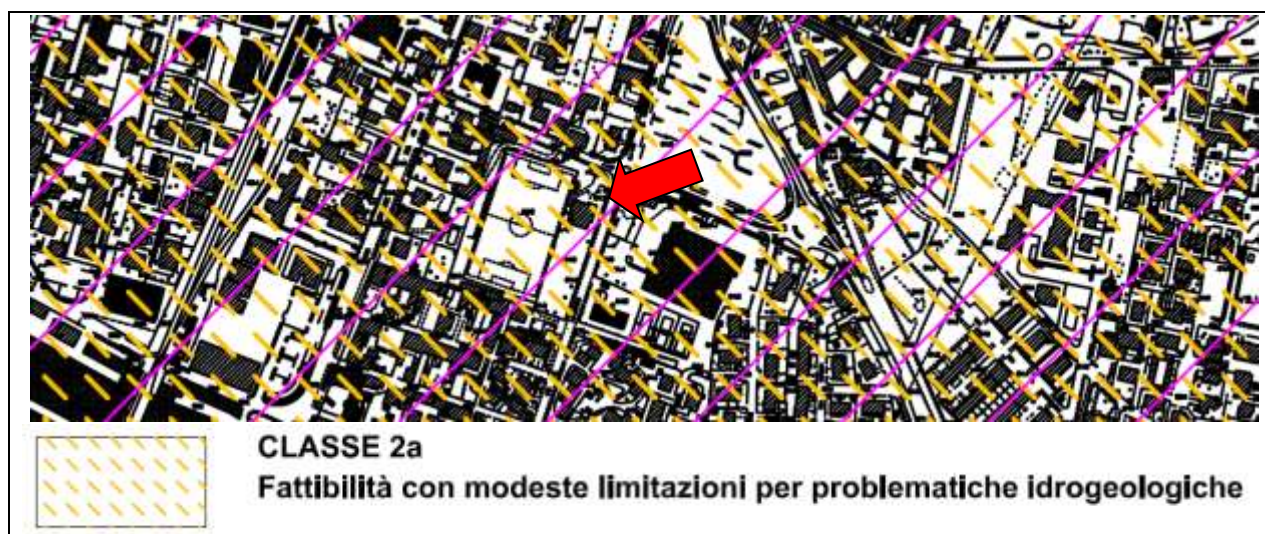
### 3.4. Fattibilità

L'area in studio è identificata nel PGT con la classe di fattibilità 2a, ovvero fattibilità con modeste limitazioni legate a vulnerabilità idrogeologica (Figura 10). Le Norme tecniche di attuazioni per la classe individuata sono le seguenti:

CLASSE 2a - modeste limitazioni per problematiche idrogeologiche: Ricadono in questa classe le aree ad elevata vulnerabilità dell'acquifero superficiale e quelle interessate nelle vicinanze dalla presenza di emergenze idriche (fontanili). La classe d'ingresso è la 3, ma considerato che le captazioni idropotabili dell'acquedotto pubblico sono impostate in un acquifero protetto separato dal superficiale (quantomeno nel territorio comunale) si è ritenuto opportuno attribuirvi la classe di fattibilità 2. E' necessario che gli studi di dettaglio, relativi ad interventi in queste aree, approfondiscano la conoscenza delle caratteristiche idrogeologiche locali con particolare attenzione all'andamento della soggiacenza della falda. Si richiede inoltre una esplicita assunzione di responsabilità, da parte del professionista incaricato sul fatto che il rischio idrogeologico sia accettabile, supportando lo studio con opportune considerazioni tecniche.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	12 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			





**Figura 10 – Stralcio della carta della fattibilità di PGT**

In merito all'opera in progetto, essa prevede la verifica sismica dell'edificio delle scuole e pertanto non si configura come potenzialmente idroinquinante per la falda freatica. Al fine di preservare la falda freatica da eventuali contaminazioni, andrà comunque rivolta particolare attenzione alla gestione delle acque di scarico: le fognature bianche, miste o nere, se presenti, dovranno essere realizzate a tenuta bidirezionale, ovvero dall'interno verso l'esterno e viceversa; le tubazioni dovranno essere realizzate con tecnologie atte ad evitare possibili perdite. La gestione delle acque meteoriche dovrà essere effettuata secondo quanto disposto dalla vigente normativa. Si sottolinea inoltre che gli scavi per il posizionamento delle fondazioni saranno eseguiti con tecniche tradizionali senza l'impiego di sostanze chimiche o possibili inquinanti per la falda freatica pertanto non si ravvisano potenziali rischi per quest'ultima. Non si prevedono interferenze tra la falda freatica e le opere fondali essendo queste ultime imposte a quote superiori rispetto alla quota della falda. Gli aspetti geotecnici saranno trattati nei paragrafi successivi.

### 3.5. Sismica

La verifica del rischio sismico si è resa altresì necessaria in merito alla recente adozione, con Ordinanza del Presidente del Consiglio in data 20 marzo 2003, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n° 105 del 08 maggio 2003, dei criteri generali per la classificazione sismica del

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	13 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

territorio nazionale e delle normative tecniche per le costruzioni in zona sismica, così come modificata dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio n° 3316. Secondo tale ordinanza, in prima applicazione, ovvero sino alle deliberazioni delle Regioni, le zone sismiche sono individuate sulla base del documento "Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale" elaborato dal Gruppo di Lavoro costituito dal Servizio Sismico Nazionale, in base alla risoluzione approvata dalla Commissione Nazionale di Previsione e Prevenzione dei Grandi Rischi nella seduta del 23 aprile 1997. L'entrata in vigore di tale ordinanza è stata più volte prorogata sino al 23 ottobre 2005, quando con l'entrata in vigore delle "Norme tecniche per le costruzioni" il grado di sismicità è stato riconfermato, così come modificato dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio n° 3316 e n° 3431. La classificazione proposta ordina il territorio comunale di Bagnolo Mella (codice ISTAT 03017009) come ricadente nella zona 3 (cfr. Figura 11) a cui corrisponde un'accelerazione orizzontale compresa tra 0,05 e 0,15  $a_g/g$  con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni.

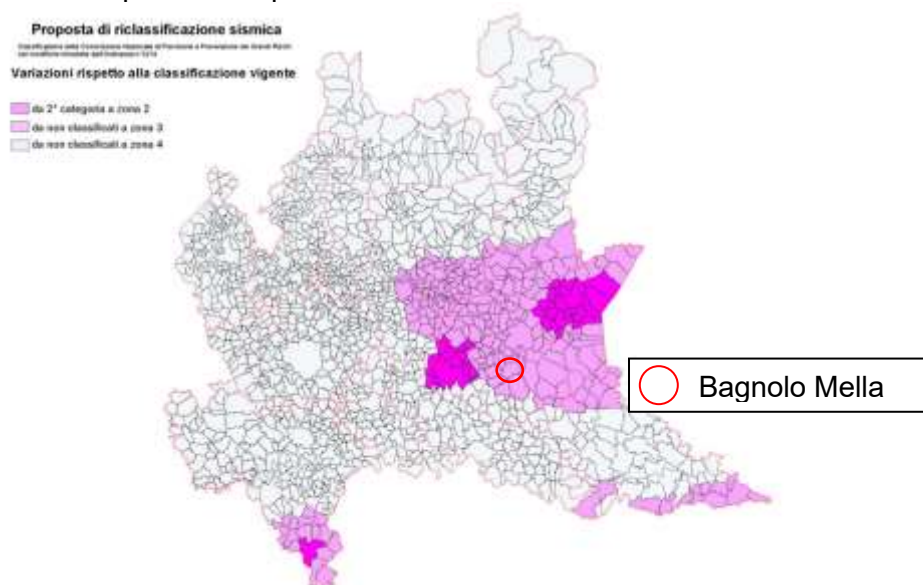


Figura 11 - Proposta di riclassificazione sismica 2003

La recente riclassificazione della Regione Lombardia (Delibera Giunta Regionale 11 luglio 2014 n. X/2129) in vigore dal 11.10.2014 e quindi prorogata al 10.04.2016 ha riconfermato, per il comune di Bagnolo Mella, la classe 3 (Figura 12).

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	14 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			



**Figura 12 - Riclassificazione sismica 2014**

In riferimento alla pericolosità sismica locale (studio di I livello da PGT), l'area ricade nella classe Z4a, ovvero *Zona riferibile alla media pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi* e quindi classe di pericolosità sismica H2 conseguente a possibili amplificazioni sismiche dovute alla litologia. Dagli approfondimenti eseguiti si assegna la classe topografica T1. Di seguito sono riportate le analisi sismiche di dettaglio prese a riferimento, condotte nell'ambito dello studio di micro zonazione sismica comunale, nel campo adiacente al sito in esame. Sulla base dei dati sito specifici ricavati dalle indagini sismiche prese a riferimento è stata poi effettuata l'analisi di II livello per la stima dei fattori di amplificazione litologica obbligatoria per lo scenario di pericolosità Z4.

## 3.6. Indagine sismica

### 3.6.1. Tecnica di misurazione HVSr

La tecnica HVSr (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) consiste nel misurare direttamente, sfruttando il rumore di fondo ambientale (microtremori), le frequenze di risonanza degli edifici e dei terreni costituenti il sottosuolo, allo scopo di stimare gli effetti di sito e la vulnerabilità sismica dell'opera. Per rumore ambientale di fondo s'intende l'insieme

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	15 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

delle vibrazioni che si propagano nel terreno dovute sia a fenomeni naturali, moto ondoso, perturbazioni atmosferiche, ecc., sia all'azione antropica, traffico veicolare, macchinari, ecc.. Si è riconosciuto, a partire dagli anni settanta, che i microtremori tendono a eccitare le frequenze naturali di oscillazione dei terreni, permettendone l'individuazione. In pratica ciò che viene misurato sono, in certo intervallo di frequenze, solitamente 0.1-100 Hz, le velocità dei microtremori lungo il piano orizzontale e verticale (H e V) e il rapporto fra le due componenti (H/V). I valori di massimo locale (picchi positivi) di H/V ai quali corrispondono minimi locali di V individuano le frequenze di risonanza degli strati di terreno lungo la verticale di misura. Più elevato è il valore del rapporto H/V maggiore è il contrasto di impedenza sismica e quindi la variazione di velocità delle onde S fra livelli stratigrafici contigui. La tecnica HVSR richiede l'utilizzo di un tromografo digitale, cioè di un sismometro a stazione singola in grado di registrare i microtremori lungo le due direzioni orizzontali (X, Y) e lungo quella verticale (Z), in un ampio intervallo di frequenze (0.1-100 Hz) e per una durata sufficientemente lunga (mediamente 10-20 minuti). Il moto indotto nel terreno viene misurato in termini di velocità attraverso tre velocimetri, uno per ogni direzione di misura (X, Y e Z), secondo il passo di campionamento impostato dall'operatore. Le misure registrate vengono poi elaborate e restituite graficamente in forma di spettri H/V (rapporto H/V in funzione della frequenza, dove H è la media delle misure lungo X e Y) e spettri V (componente verticale del moto in funzione della frequenza). Attraverso la tecnica HVSR è possibile:

- valutare in maniera quantitativa gli effetti di sito (risposta sismica locale e liquefazione);
- ricavare il profilo delle velocità delle onde S con la profondità e calcolare il parametro  $V_{seq}$ ;
- analizzare la vulnerabilità sismica degli edifici, esistenti o in progetto.

### 3.6.2. Tecnica di misurazione MASW

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. Ipotezzando una variazione di

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	16 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			



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 (ground roll), la costruzione di una curva di dispersione (il grafico della velocità di fase rispetto alla frequenza) e l'inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle  $V_s$ . Per ottenere un profilo  $V_s$  bisogna produrre un treno d'onde superficiali a banda larga e registrarlo minimizzando il rumore. Una molteplicità di tecniche diverse sono state utilizzate 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

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	17 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

contrasto di velocità) e 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. E' 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. 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 Vs di inversione. Le onde di superficie sono facilmente generate da una sorgente sismica quale, ad esempio, una mazza

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	18 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

battente. La configurazione base di campo e la routine di acquisizione per la procedura MASW sono generalmente le stesse utilizzate in una convenzionale indagine a riflessione (CMP). Però alcune regole operative per MASW sono incompatibili con l'ottimizzazione della riflessione. Questa similitudine permette di ottenere, con la procedura MASW, delle sezioni superficiali di velocità che possono essere utilizzate per accurate correzioni statiche dei profili a riflessione. MASW può essere efficace con anche solo dodici canali di registrazione, meglio a ventiquattro canali, collegati a geofoni singoli a bassa frequenza ( $<10\text{Hz}$ ). Per quanto riguarda le proprietà di dispersione delle onde di superficie: le componenti a bassa frequenza (lunghezze d'onda maggiori) sono caratterizzate da forte energia e grande capacità di penetrazione, mentre le componenti ad alta frequenza (lunghezze d'onda corte), hanno meno energia e una penetrazione superficiale. Grazie a queste proprietà, una metodologia che utilizzi le onde superficiali può fornire informazioni sulle variazioni delle proprietà elastiche dei materiali prossimi alla superficie al variare della profondità. La velocità delle onde S ( $V_s$ ) è il fattore dominante che governa le caratteristiche della dispersione.

### 3.6.3. Tecnica di misurazione ReMi

Per la determinazione della velocità media di propagazione delle onde di taglio entro la profondità di 30 m dalla superficie ( $V_{seq}$ ), fondamentale per la definizione dei suoli secondo l'inquadramento della nuova normativa tecnica di progettazione antisismica, l'indagine sismica secondo la tecnica dei microtremori (Refraction Microtremors) risulta essere una delle migliori tecniche ad oggi disponibili in quanto molto precisa e poco costosa. Il metodo si basa sull'elaborazione del segnale registrato che consiste nel trasformare le registrazioni effettuate in spettri bidimensionali di tipo slowness – frequency che permettono, attraverso un picking manuale, la definizione di una curva di dispersione delle velocità delle onde di superficie. Si possono così registrare onde di superficie il cui contenuto in frequenza copre un range da 25 - 30Hz fino a 2 Hz che, in condizioni ottimali, offre una dettagliata ricostruzione dell'andamento delle  $V_s$  relativamente ai primi cento metri di profondità, infatti l'inversione di questa curva

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	19 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

consente la ricostruzione dell'andamento delle velocità delle onde S in funzione della profondità.

### 3.6.4. Effetti di sito: risposta sismica locale

Le onde di taglio (S) sono le principali responsabili delle lesioni che subiscono gli edifici durante un evento sismico. Infatti, mentre le onde di compressione (P) agiscono sulle sovrastrutture in direzione prevalentemente verticale (moto sussultorio), le onde S sollecitano le stesse con forze di taglio lungo il piano orizzontale (moto ondulatorio), dove gli elementi strutturali sono più vulnerabili. Nelle analisi di pericolosità sismica è quindi fondamentale esaminare in dettaglio in che modo le onde S si propagano. E' infatti ampiamente dimostrato che questo tipo di oscillazione durante il percorso verso la superficie può subire un'azione di filtraggio che tende a ridistribuire l'energia associata al treno d'onda, concentrandola in determinate frequenze, corrispondenti alle frequenze naturali di vibrazione dei terreni attraversati. L'effetto finale è quello di amplificare le onde S che andranno a sollecitare l'opera. Questo fenomeno può essere dovuto sia a particolarità topografiche del sito (amplificazione topografica), come valli sepolte o zone di cresta o di versante in pendii naturali o artificiali, sia a variazioni brusche nelle caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati lungo la verticale (amplificazione stratigrafica). Lermo e Chavez-Garcia (1993), basandosi sul lavoro di Nakamura (1989), suggeriscono che lo spettro H/V possa essere visto, a tutti gli effetti, come rappresentativo della funzione di trasferimento del moto sismico dal bedrock alla superficie. Secondo questi Autori quindi le ampiezze dei picchi stratigrafici nello spettro H/V possono essere interpretate direttamente come fattori di amplificazione del moto sismico, almeno per quanto riguarda la componente stratigrafica.

### 3.6.5. Profilo onde S e classificazione del sottosuolo da NTC

Il D.M. 14.01.2008 (riconfermato dal D.M. 17.01.2018) propone come riferimento di calcolo dell'amplificazione sismica locale, in particolare della componente stratigrafica, un

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	20 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			



metodo semplificato basato sulla stima del parametro  $V_{seq}$ . Per  $V_{seq}$  s'intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati di copertura fino alla H in cui giace il bedrock, caratterizzato da  $V_s > 800$  m/s, calcolata secondo la relazione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove H viene posto uguale a 30 metri nel caso in cui il bedrock si trovi a una profondità superiore. Sulla base del valore calcolato di  $V_{seq}$  vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO			
Categoria sottosuolo	Descrizione	Spessore (m)	Vs (m/s)
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.	Qualsiasi	$\geq 800$
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.	> 30 m	$\geq 360$ $\leq 800$
C	Depositi 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.	> 30 m	$\geq 180$ $\leq 360$
D	Depositi 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.	> 30 m	< 180
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.	Fino a 30 m	$\approx$ C e D

Una valutazione del parametro  $V_{seq}$  può essere condotta attraverso l'inversione vincolata dello spettro H/V ricavata con il velocimetro triassiale. In pratica viene utilizzata la relazione che lega la frequenza di risonanza del terreno (f) alla velocità delle onde S nel terreno stesso ( $V_s$ ):

$$f(Hz) = \frac{V_s}{4h}$$

dove h è la profondità della base dello strato. Nota la profondità di un singolo livello stratigrafico, solitamente il primo, è possibile procedere all'inversione dello spettro H/V, modellando la curva sintetica in modo da ottenere la sovrapposizione con quella misurata.

Normalmente i picchi alle alte frequenze ( $>10$  Hz) segnalano la presenza di passaggi stratigrafici molto superficiali, quelli alle basse frequenze ( $<1$  Hz) variazioni stratigrafiche profonde. Poiché le inversioni di velocità, cioè il passaggio andando in profondità da livelli veloci a livelli meno veloci, non da origine a picchi nello spettro H/V, queste non possono essere rilevate direttamente. Un indizio della presenza di inversioni di velocità può essere fornito però, indirettamente, dall'andamento dello spettro H/V: ampi intervalli di frequenza in cui costantemente il rapporto H/V si mantiene minore di uno sono spesso associabili a variazioni negative delle velocità con la profondità. Si tenga presente infine che in realtà i microtremori sono costituiti in parte da onde di superficie e non solo quindi da onde di taglio, ma poiché le velocità dei due tipi di oscillazione sono confrontabili la procedura descritta può essere impiegata senza introdurre errori significativi. Si tenga presente infine che in realtà i microtremori sono costituiti in parte da onde di superficie e non solo quindi da onde di taglio, ma poiché le velocità dei due tipi di oscillazione sono confrontabili la procedura descritta può essere impiegata senza introdurre errori significativi.

### 3.6.6. Vulnerabilità sismica dell'opera

Per vulnerabilità sismica s'intende la suscettibilità di un'opera a subire lesioni in seguito alle sollecitazioni indotte dal sisma. E' stato dimostrato che la vulnerabilità agli eventi sismici di un edificio di edificazione relativamente recente è solo marginalmente collegabile alle modalità costruttive dello stesso. Molto più gravoso è l'effetto dell'amplificazione sismica locale, che tende a aumentare in maniera importante l'intensità delle forze sismiche agenti sulla struttura. In particolare se la frequenza di risonanza dell'edificio è confrontabile con quella dei terreni di fondazione si verifica il fenomeno della risonanza accoppiata che comporta un'amplificazione delle sollecitazioni sismiche sull'opera. Nel caso di edifici in fase di progettazione o di realizzazione la frequenza di risonanza fondamentale dell'opera può essere valutata con formule semplificate, quale quella indicata nel D.M. 14.01.2008:

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	22 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

$$f_s = \frac{1}{C_1 Z^{\frac{3}{4}}}$$

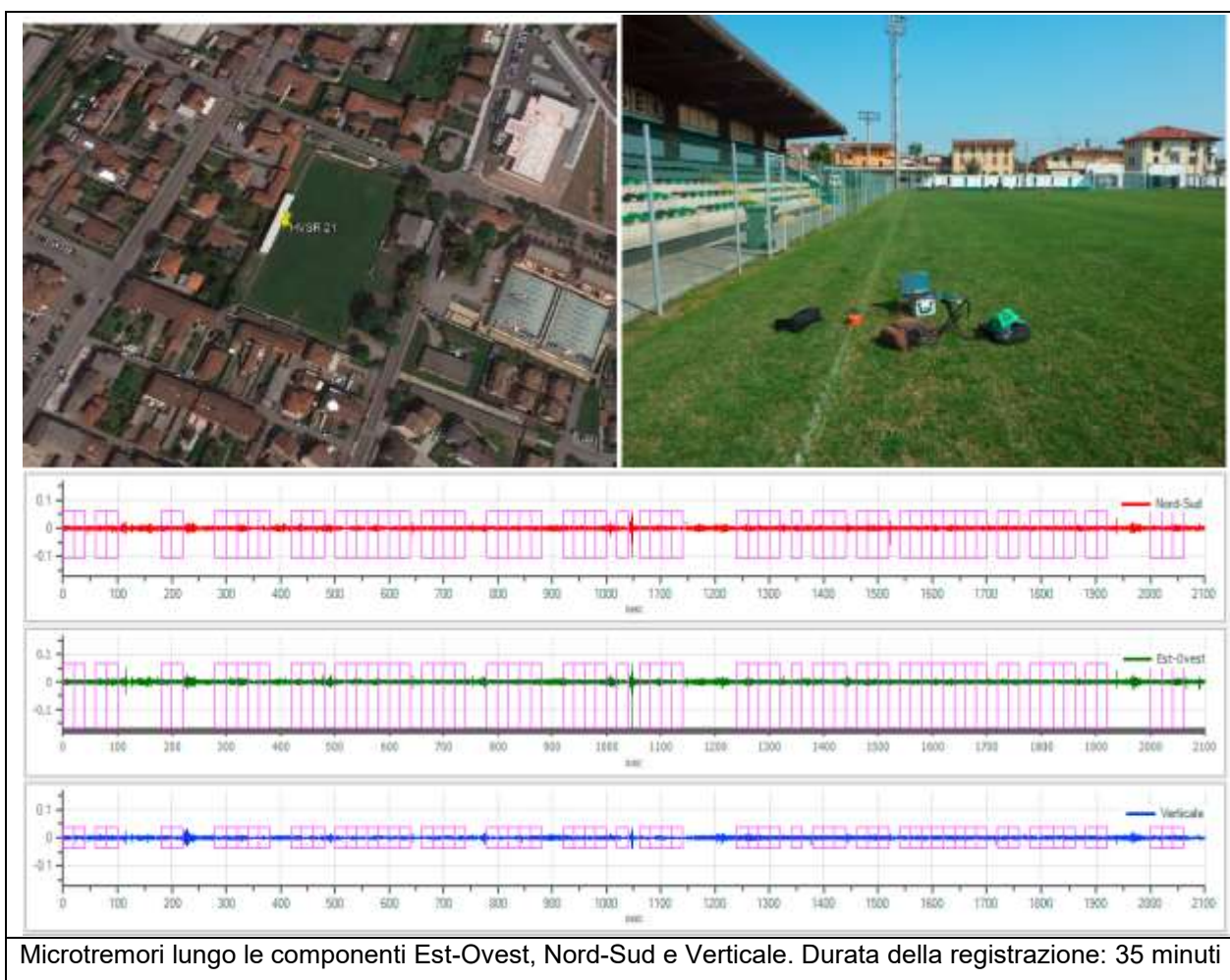
in cui  $C_1$  è un fattore che dipende dalla tipologia costruttiva.

Tipologia	$C_1$
Costruzioni con struttura a telaio in acciaio	0,085
Costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato	0,075
Costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura	0,050

La relazione è valida per edifici con Z non superiore ai 40 metri e massa distribuita, approssimativamente, in maniera uniforme lungo l'altezza. Negli edifici esistenti il valore della frequenza fondamentale di risonanza può essere invece misurato direttamente con il tromografo digitale. In questo caso è necessario misurare il rapporto  $H_i/H_0$ , dove  $H_0$  è lo spettro della componente orizzontale, lungo X o Y, riferita al piano terra e  $H_i$  la stessa componente misurata al piano i-esimo. Nella pratica spesso si eseguono solo due misure, ubicate lungo la stessa verticale, una al piano terra e una all'ultimo piano dell'edificio. Il picco positivo massimo dello spettro  $H_i/H_0$  indica direttamente la frequenza di risonanza fondamentale della struttura.

### 3.6.7. Risultati dell'analisi HVSR

Si riportano di seguito gli spettri H/V e V registrati nel sito limitrofo all'area in esame. Nello spettro H/V sono stati individuati i picchi positivi che corrispondono ad altrettanti minimi locali nello spettro V (Up-Down component in legenda), fatto questo che consente di riconoscere le frequenze associate ai picchi H/V come frequenze di risonanza del terreno.



La curva H/V sintetica è stata modellata in modo da sovrapporsi ai picchi stratigrafici misurati (Figura 13).

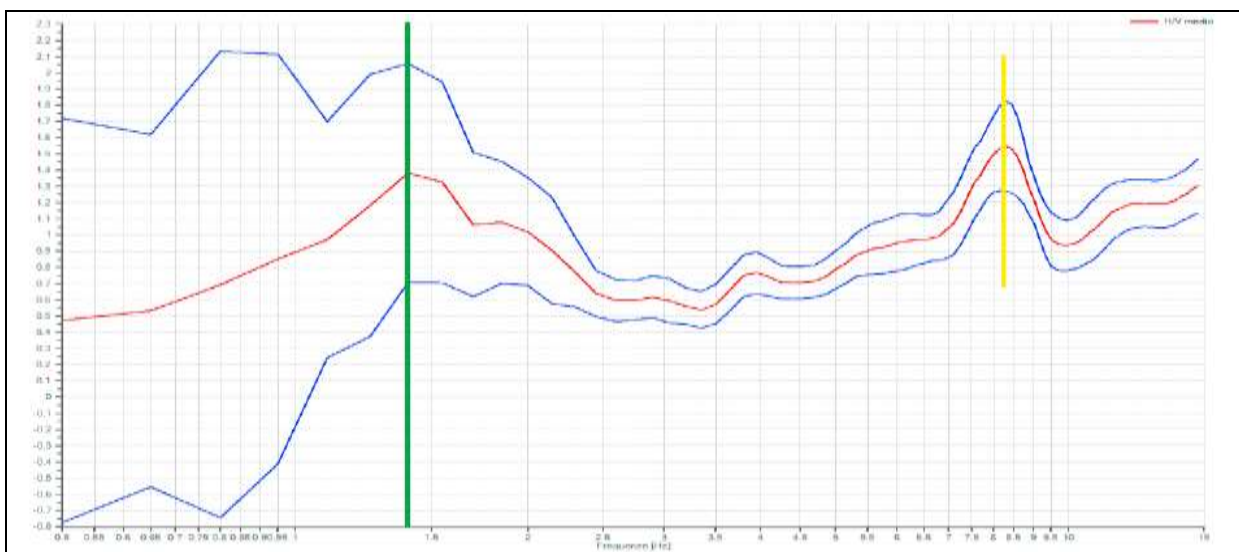


Figura 13 – Andamento della frequenza caratteristica

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	24 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			



Di seguito, vengono fornite una colonnina stratigrafica di riferimento e un diagramma delle velocità Vs riferita ai vari strati intercettati dalle prova HVSR 21:

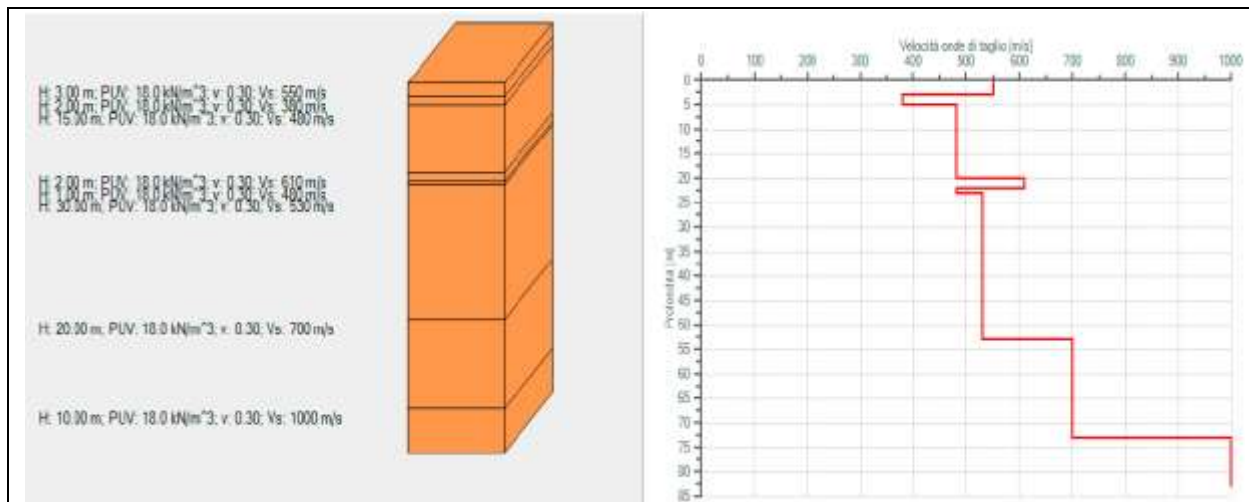


Figura 14 – Modello geotecnico

Da quanto precedentemente riscontrato emerge che per il modello riguardante la prova di acquisizione di rumore sismico ambientale “HVSR 21” il terreno indagato presenta un valore delle  $V_{seq}$  pari a 495.56 m/s con riferimento all'attuale piano campagna e pertanto riferibile alla classificazione attualmente vigente delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. LL.PP. 17 Gennaio 2018) ad una categoria di sottosuolo B.

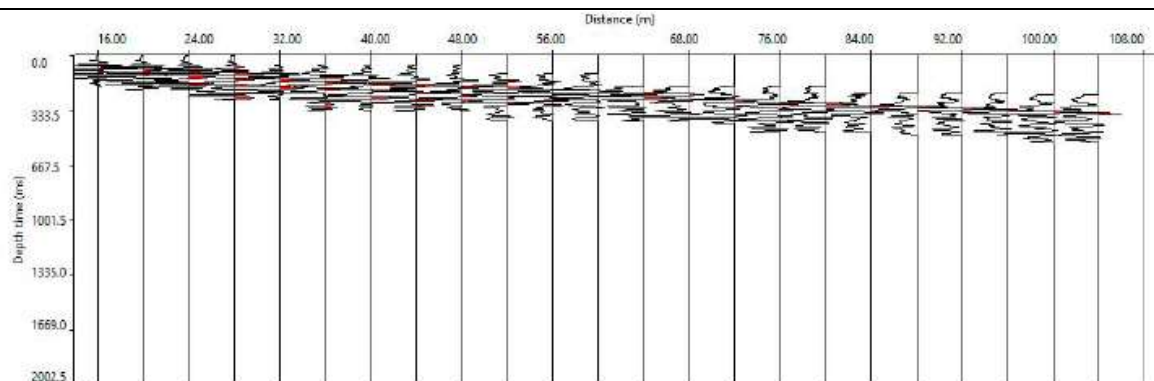
Profondità da (m)	a (m)	$\Delta z$ (m)	Vs (m/s)	Inversioni di velocità
0.00	3.00	3.00	550	-
3.00	5.00	2.00	380	X
5.00	20.00	15.00	480	-
20.00	22.00	2.00	610	-
22.00	23.00	1.00	480	X
23.00	53.00	30.00	530	-
53.00	73.00	20.00	700	-

### 3.6.8. Risultati dell'analisi MASW

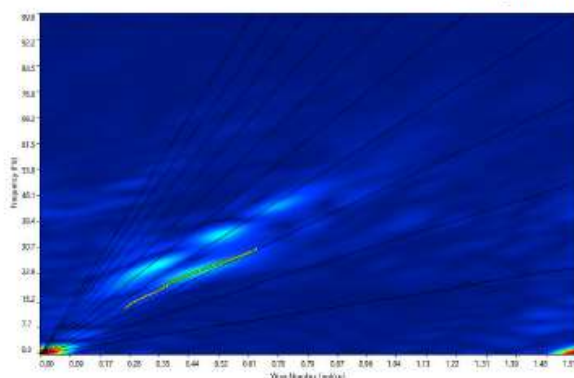
Si riportano in Figura 15 i risultati dell'indagine sismica mediante la tecnica MASW effettuata nelle immediate vicinanze del sito in esame.



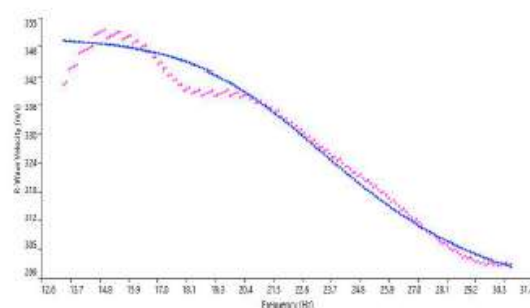
Stendimento	Interdistanza geofonica (m)	Passo energizzazione (m)	Lunghezza stendimento (m)	Profondità raggiunta (m)
Masw_6_17/09/20	4	+/-4-16	92	Ca.30



Sismogramma MASW\_6-17-09-20



Spettro F/K



Curva di dispersione

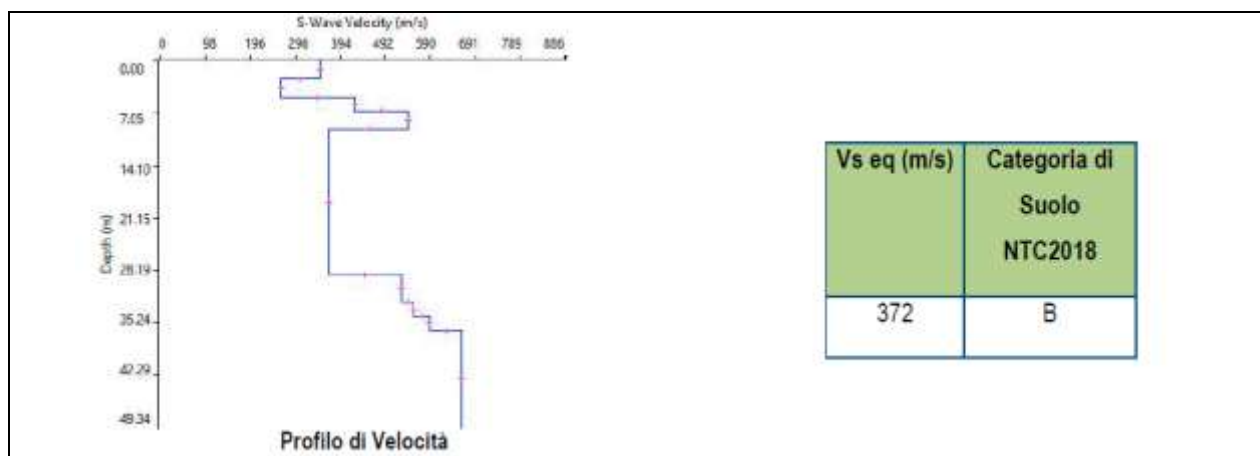


Figura 15 – Risultati dell'indagine MASW

### 3.6.9. Risultati dell'analisi ReMi

Si riportano in Figura 15 i risultati dell'indagine sismica mediante la tecnica ReMi effettuata nelle immediate vicinanze del sito in esame.

Stendimento	Interdistanza geofonica (m)	Passo energizzazione (m)	Lunghezza stendimento (m)	Profondità raggiunta (m)
Remi_6_17/09/20	4	-	92	Ca.96

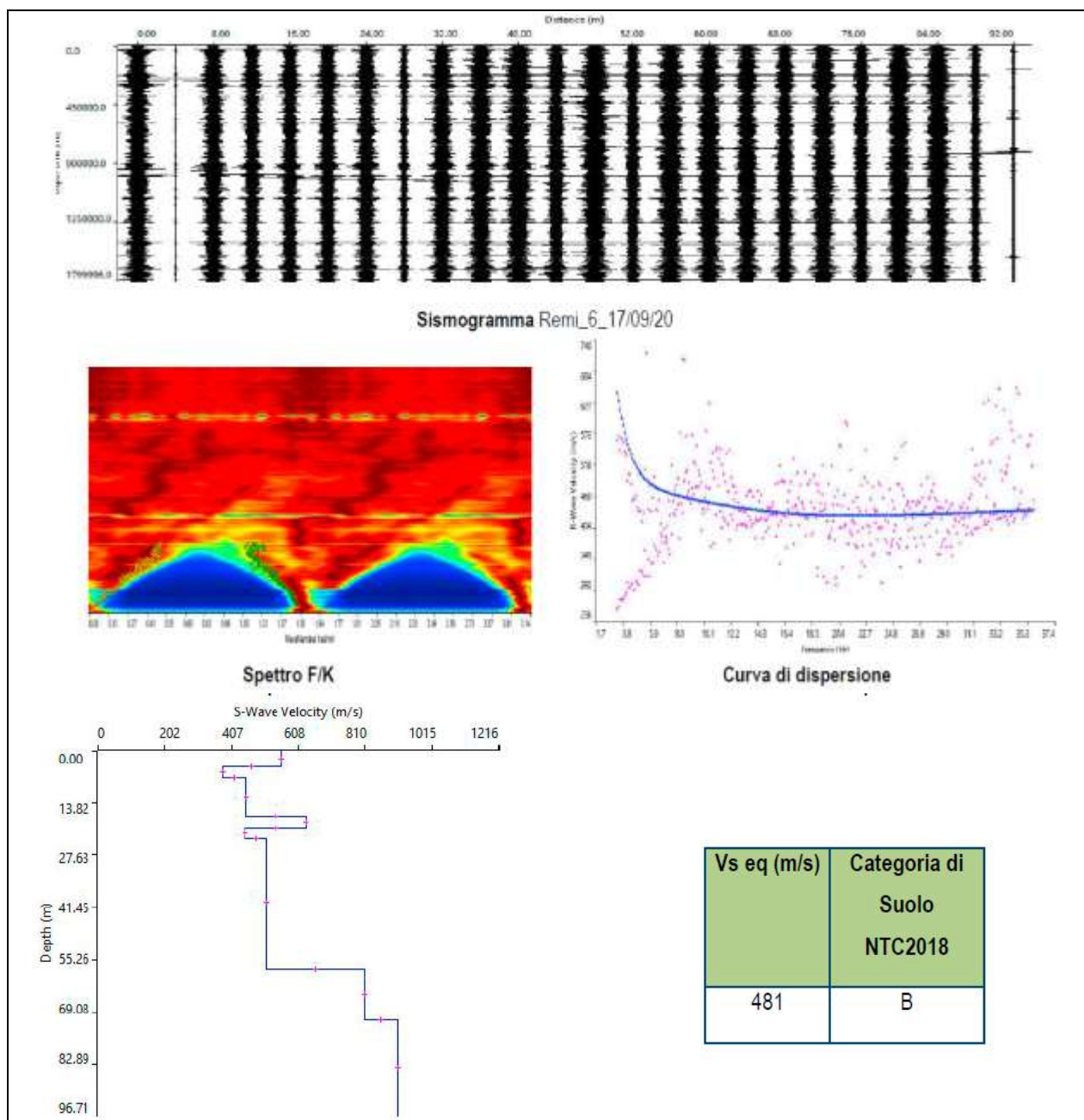
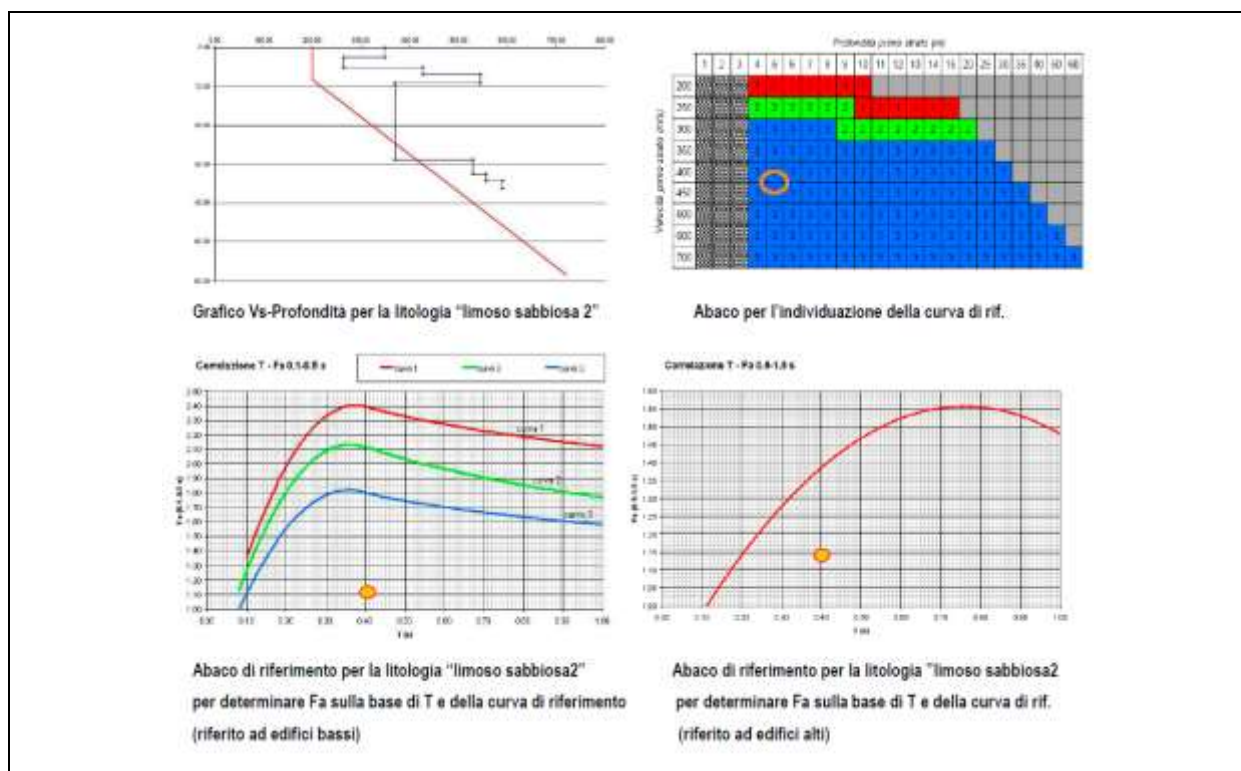


Figura 16 – Risultati dell'indagine ReMi

### 3.7. Analisi di II livello

Adottando il criterio previsto dalla Normativa regionale, sulla base dell'andamento del profilo della velocità delle onde S ricavato con l'indagine geofisica, si è selezionata la scheda litologica limoso – sabbiosa tipo 2 (Figura 17) di riferimento.





**Figura 17 - Stima effetti litologici - Scheda limoso sabbiosa tipo 2**

Il periodo di oscillazione fondamentale della colonna lito-stratigrafica è stato misurato direttamente mediante le indagini geofisiche ed è risultato uguale a 0.40 s. Utilizzando questo dato si sono ricavati i seguenti valori di Fa:

Fa (nell'intervallo 0.1-0.5 s) =  $1.8 \pm 0.1 > 1.5$  (soglia di Normativa per il Comune in esame)

Fa (nell'intervallo 0.5-1.5 s) =  $1.4 \pm 0.1 < 1.7$  (soglia di Normativa per il Comune in esame)

Questi valori sono stati confrontati con quelli di soglia previsti dalla Normativa regionale, nel caso di sottosuolo di tipo B, per il Comune di Bagnolo Mella (1.5 e 1.7 rispettivamente). I valori di Fa calcolati nell'intervallo 0.1-0.5 s risultano superiori a quelli di soglia previsti per la categoria di sottosuolo B. In questo caso sarà necessario procedere con ulteriori approfondimenti (analisi di III livello) o in alternativa declassare il sito alla categoria di sottosuolo superiore. I valori di Fa calcolati nell'intervallo 0.5-1.5 s risultano invece inferiori a quelli di soglia previsti per la categoria di sottosuolo B. In questo caso sarà possibile applicare gli spettri previsti per la categoria di suolo identificata nel sito di indagine. Nel caso in esame le strutture possiederanno periodo fondamentale compreso tra 0.1-0.5 s e pertanto il sito è stato



declassato dalla categoria di sottosuolo B alla categoria di sottosuolo C. L'attendibilità dei dati è stata espressa con la tabella proposta sempre in allegato 5 e la categoria assegnata è quella evidenziata in rosso direttamente sulla tabella di seguito riportata.

Dati	Attendibilità	Tipologia
Litologici	Bassa	Da bibliografia e/o dati di zone limitrofe
	Alta	Da prove di laboratorio su campioni e da prove in sito
Stratigrafici (spessori)	Bassa	Da bibliografia e/o dati di zone limitrofe
	Media	Da prove indirette (penetrometriche e/o geofisiche)
	Alta	Da indagini dirette (sondaggi a carotaggio continuo)
Geofisici (Vs)	Bassa	Da bibliografia e/o dati di zone limitrofe
	Media	Da prove indirette e relazioni empiriche
	Alta	Da prove dirette (sismica in foro o sismica superficiale)

Figura 18 – Tabella dell'attendibilità dei dati (cfr. Allegato 5)

### 3.8. Parametri sismici

L'entrata in vigore del D.M. 14.01.2008 ha introdotto un approccio alla classificazione sismica di tipo *sitodipendente*, ovvero i parametri significativi della zona devono essere calcolati in base a misure dirette ed elaborati secondo metodi semplificati che tengano conto delle possibili amplificazioni locali dovute alla stratigrafia e alla topografia. Questo approccio è stato confermato dal D.M. 17.01.2018. Di seguito sono riportati i valori delle accelerazioni corrispondenti ai diversi stati limite attesi calcolati per l'area in studio. I parametri utilizzati sono leggibili direttamente nello schema di Figura 19. Con riferimento alle nuove costruzioni si rimanda alle indicazioni ed ai criteri di calcolo previsti dalla nuova normativa.

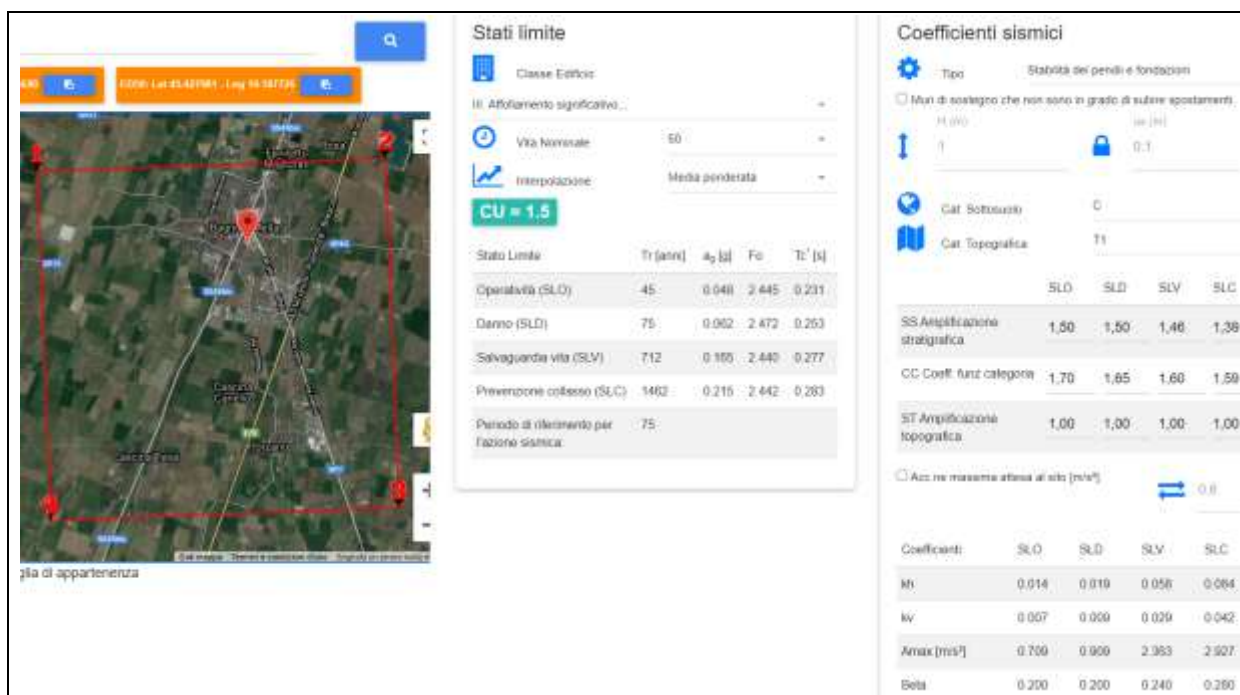


Figura 19 – Calcolo dei parametri sismici dell'area

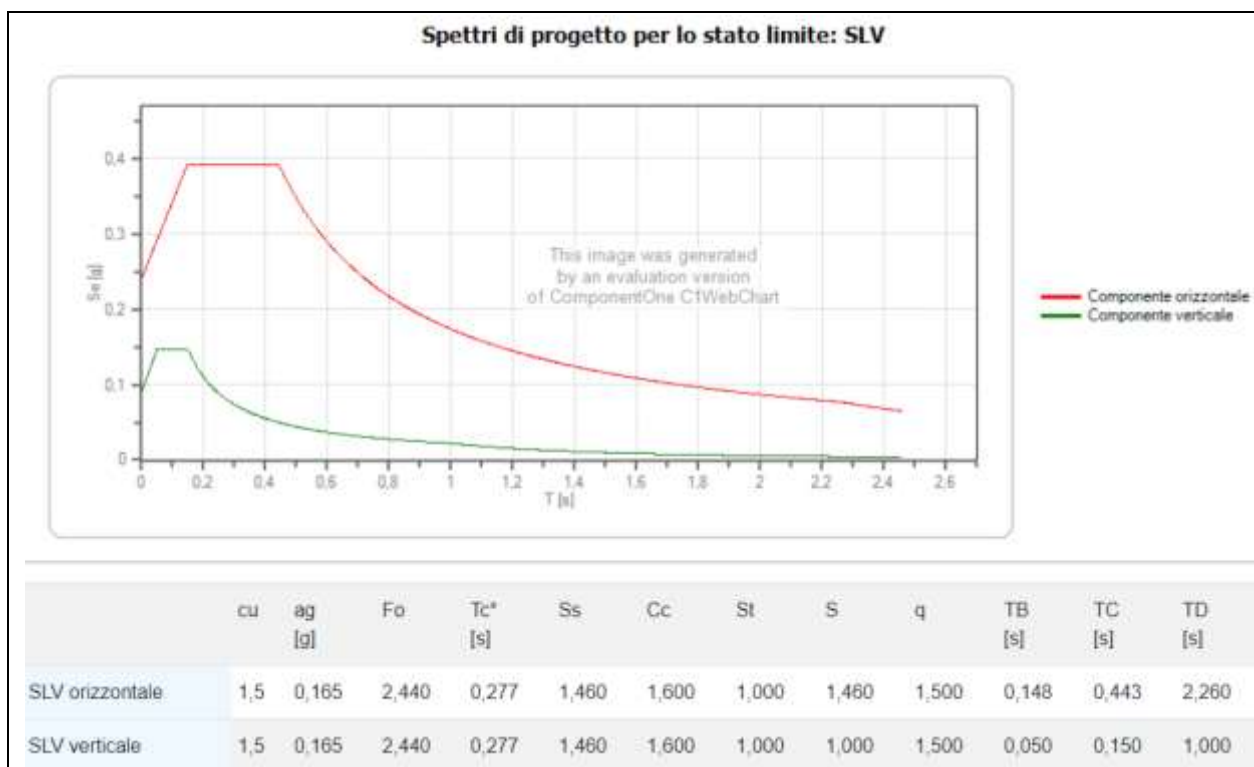
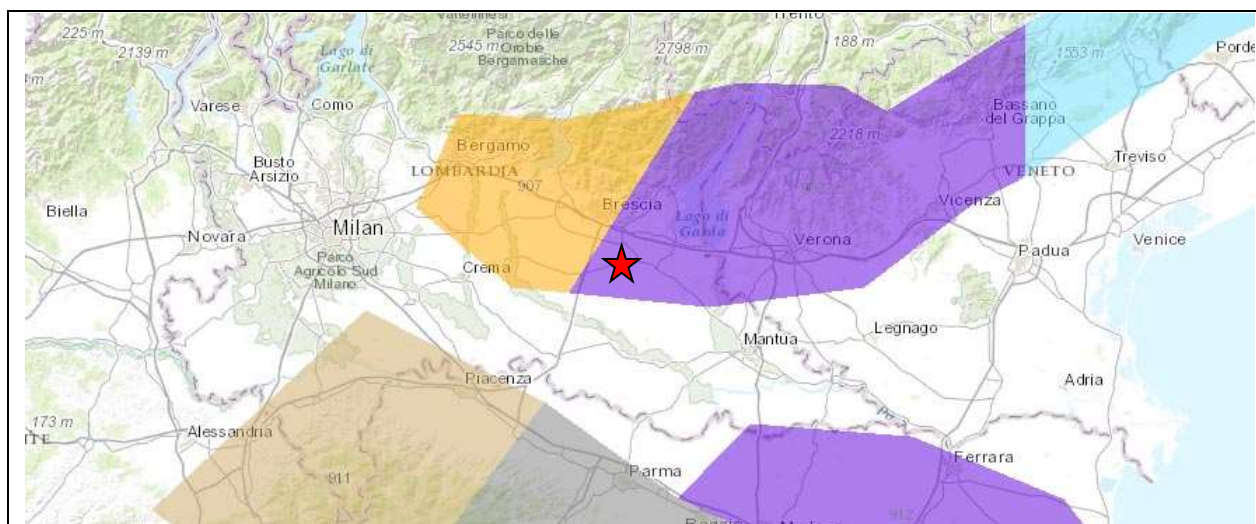


Figura 20 – Spettri di progetto per lo stato limite SLV

### 3.9. Stima della magnitudo di riferimento

Nel settore di appartenenza del comunale di Bagnolo Mella i lineamenti tettonici sono riconducibili a diversi sistemi regionali che generano complessi campi tensionali. Il territorio comunale, in particolare, si pone nella parte settentrionale di un'area in sollevamento, con zone stabili, o in abbassamento durante il Pliocene inferiore e in forte sollevamento durante il Pliocene medio-superiore e il Quaternario. La sismicità di questa zona è legata quindi alla tettonica molto complessa del margine padano settentrionale. Le sorgenti sismogenetiche dovrebbero trovarsi ad una profondità compresa tra 5 e 15 km, in corrispondenza dello scollamento tra il basamento cristallino e la sovrastante copertura sedimentaria. L'analisi della sismicità, intesa come distribuzione spazio-temporale dei terremoti in una determinata area, costituisce il primo tassello per gli studi di valutazione della pericolosità sismica di base. Trattandosi di modelli probabilistici, infatti, le caratteristiche sismo-tettoniche e le modalità di rilascio dell'energia sismica pregressa consentono la messa a punto di modelli previsionali dell'attività sismica attraverso una quantificazione dei livelli di accelerazione attesi.



**Figura 21 – Schema Zonizzazione Sismogenetica ZS9**

L'attività sismica storica nel Bresciano rappresenta la naturale continuazione di quella pliocenica e quaternaria e risulta correlata alla collocazione, delle aree di studio, tra zone sismogenetiche riferibili, da una parte al fronte alpino e dall'altra al fronte appenninico, sepolti al di sotto della coltre fluvioglaciale-alluvionale della Pianura Padana. Storicamente la zona

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	32 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

risente di effetti macroscopici in funzione della relativa vicinanza alle aree epicentrali dei forti terremoti storici, che colpiscono le provincie di Brescia e Verona. Alcuni sismi recenti, con le massime intensità storiche, si sono risentiti, per la relativa vicinanza con l'area sismogenetica del Reggiano-Ferrarese-Parmense e dell'edificio appenninico sepolto al di sotto delle coltri quaternarie dei depositi di pianura. L'area in esame secondo il modello sismotettonico riassunto nella zonazione sismogenetica ZS9 ricade nella zona sorgente 906 (Figura 21). In questo caso, ai fini della verifica alla liquefazione, si dovrebbe assumere il valore della Magnitudo  $M_w$  pari 6.60. In alternativa è possibile il calcolo con la metodologia della disaggregazione della pericolosità sismica che somma i contributi dovuti alle singole coppie magnitudo-distanza dagli epicentri ricadenti nell'area di riferimento, allo scopo di ricavare l'evento sismico dominante. In questo modo si ottiene il terremoto di scenario, caratterizzato da una valore univoco della magnitudo, della distanza e del tempo di ritorno; ciò lo rende utilizzabile ai fini progettuali nelle verifiche agli stati limite.

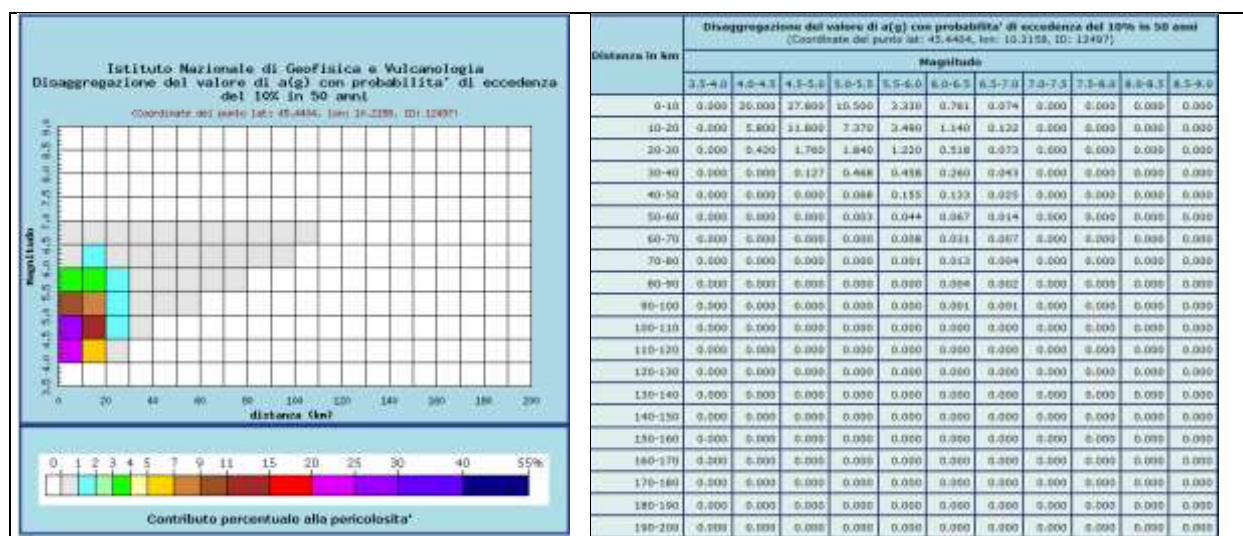


Figura 22 - Verifica Magnitudo

Il metodo si basa sulla mappa della pericolosità sismica messa a disposizione dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) attraverso il proprio portale web. Il sistema consente di visualizzare e interrogare mappe probabilistiche della pericolosità sismica del territorio nazionale, espressa con diversi parametri dello scuotimento su una griglia



regolare a passo  $0.05^\circ$ . Per ogni singolo nodo della griglia di riferimento è possibile richiedere il dettaglio in forma grafica e tabellare dell'analisi di disaggregazione (vale a dire il contributo delle possibili coppie di valori di magnitudo-distanza alla pericolosità del nodo) della relativa  $a(g)$ . Per il comune di Bagnolo Mella il valore medio di riferimento propone una magnitudo pari a 4.87 ad una distanza di 9.64 km. Il valore non è però riferito alla magnitudo momento  $M_w$ , ma bensì alla magnitudo locale media. Per questo devono essere sommati i singoli contributi sino all'ottenimento di un valore superiore al 90%. Sommando i contributi da 0 a 50 km si raggiunge un valore superiore al 90% per magnitudo fino a 6.0.

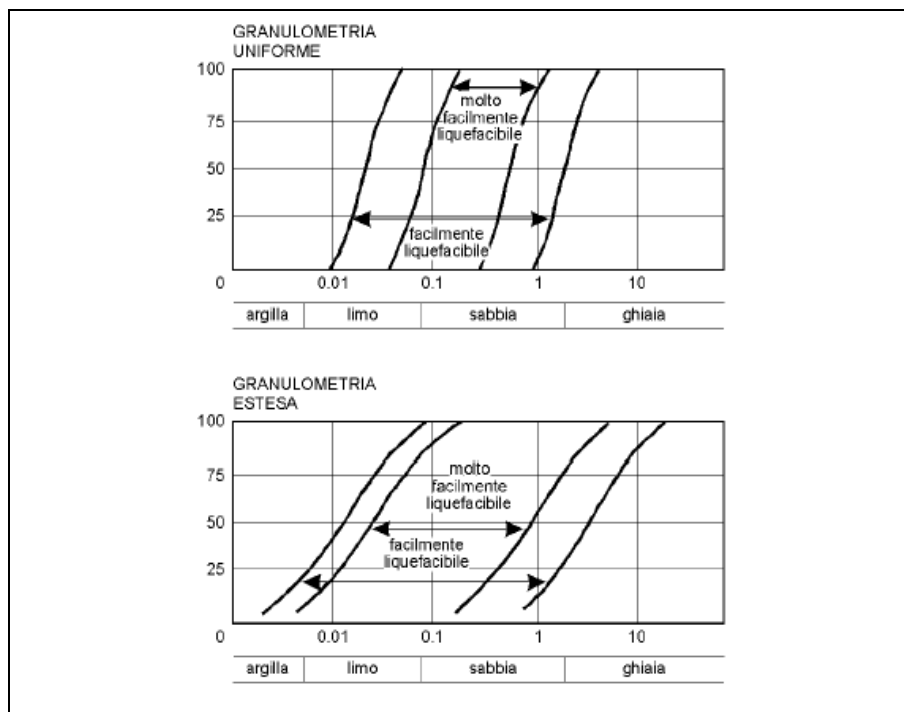
### 3.10. Verifica alla liquefazione

Durante un evento sismico vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante. Per tutta la durata della scossa ogni elemento di terreno è soggetto ad una serie di sforzi tangenziali che cambiano ripetutamente verso ed ampiezza. Nel terreno si possono generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce. La resistenza alla liquefazione quindi è maggiore con la profondità. Quindi, maggiore è la durata di un terremoto più alta è la possibilità che si arrivi (maggior numero di cicli) alla liquefazione. Inoltre, maggiore è l'ampiezza della vibrazione e della deformazione indotta e minore è il numero di cicli necessari per giungere a tale condizione. La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso. Tanto minore è il grado di addensamento del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione. I depositi sabbiosi sotto falda sono i terreni con più alto potenziale di

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	34 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			



liquefazione in particolare se sono di recente (in termini geologici) deposizione, e di granulometria fine o media come riportato nella Figura 23.



**Figura 23 – Valutazione della suscettibilità alla liquefazione – fasce granulometriche critiche**

Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza al taglio mobilitabile nello strato (CSR) e lo sforzo tagliante indotto dal sisma (CRR). Cioè in pratica si ha:

$$F_s = \frac{CSR}{CRR}$$

Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione, se il coefficiente di sicurezza sarà minore di 1 (di 1.25 secondo l'Eurocodice 8). La grandezza CSR dipende dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto). CRR è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche dinamiche e statiche o con i valori delle velocità delle onde S ricavati da indagine geofisica. La grandezza CSR viene ricavata attraverso la relazione:

$$r_d = \frac{1}{g} \cdot \frac{a_{max}}{\sigma'_{vo}} \cdot \frac{1}{MSF}$$

dove:

$a_{max}$  = accelerazione sismica massima;  
 $g$  = accelerazione di gravità = 980.7 cm/s<sup>2</sup>;  
 $\sigma_{vo}$  = pressione verticale totale alla profondità  $z$  dal p.c.;  
 $\sigma'_{vo}$  = pressione verticale efficace alla profondità  $z$  dal p.c.;  
 $r_d$  = coefficiente funzione della profondità dal p.c.;  
 $MSF$  = coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma,

La grandezza  $r_d$  può essere valutata attraverso alcune correlazioni empiriche note in letteratura. Nel caso in esame è stata utilizzata la seguente:

### ANDRUS e STOKOE (2000)

$$CRR = 0,022 \cdot \left( \frac{K_c \cdot V_{s1}}{100} \right)^2 + \frac{2.8}{(V_{s1C} - K_c \cdot V_{s1})} - \frac{2.8}{V_{s1C}} \quad CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0,65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF}$$

Viste le finalità dello studio l'analisi ha riguardato i primi 30 metri da p.c.. Per la verifica del coefficiente di sicurezza è stato utilizzato il programma LIQUEF ver. 2.2 della PROGRAMGEO che impiega l'approccio probabilistico-statistico di Gumbel per ottenere la massima accelerazione di picco prevedibile nel sito per un determinato tempo di ritorno attraverso l'estrazione dal Catalogo sismico. La verifica è stata eseguita sulla base del modello sismico derivato dall'indagine sismica di dettaglio eseguita dallo scrivente mediante la tecnica HVSR nel sito limitrofo al sito in esame, con particolare riferimento all'andamento delle velocità  $V_s$ . Attraverso opportune elaborazioni (Andrus e Stokoe) è stato ottenuto il coefficiente di sicurezza in funzione della profondità. Il procedimento di calcolo ha previsto la suddivisione in strati omogenei con un valore di  $V_s$  caratteristico secondo i seguenti modelli (da HVSR):

- 1° strato: velocità media onde  $V_s$  550 m/sec spessore medio 3.00 m
- 2° strato: velocità media onde  $V_s$  380 m/sec spessore medio 2.00 m
- 3° strato: velocità media onde  $V_s$  480 m/sec spessore medio 15.00 m
- 4° strato: velocità media onde  $V_s$  610 m/sec spessore medio 2.00 m
- 5° strato: velocità media onde  $V_s$  480 m/sec spessore medio 1.00 m
- 6° strato: velocità media onde  $V_s$  530 m/sec spessore medio 7.00 m

Per il profilo è stata considerata un'accelerazione pari a 0.241 g (0.165x1.46) ricavata per edifici di classe III allo stato limite SLV. In via cautelativa è stata considerata una

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	36 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

soggiacenza pari a 4.80 m. Il calcolo ha verificato che il coefficiente di sicurezza  $F_s$  è maggiore di 1 lungo tutto il profilo. Di conseguenza il coefficiente  $I_c$  è pari a 0.0 indicando un rischio molto basso (Figura 24).

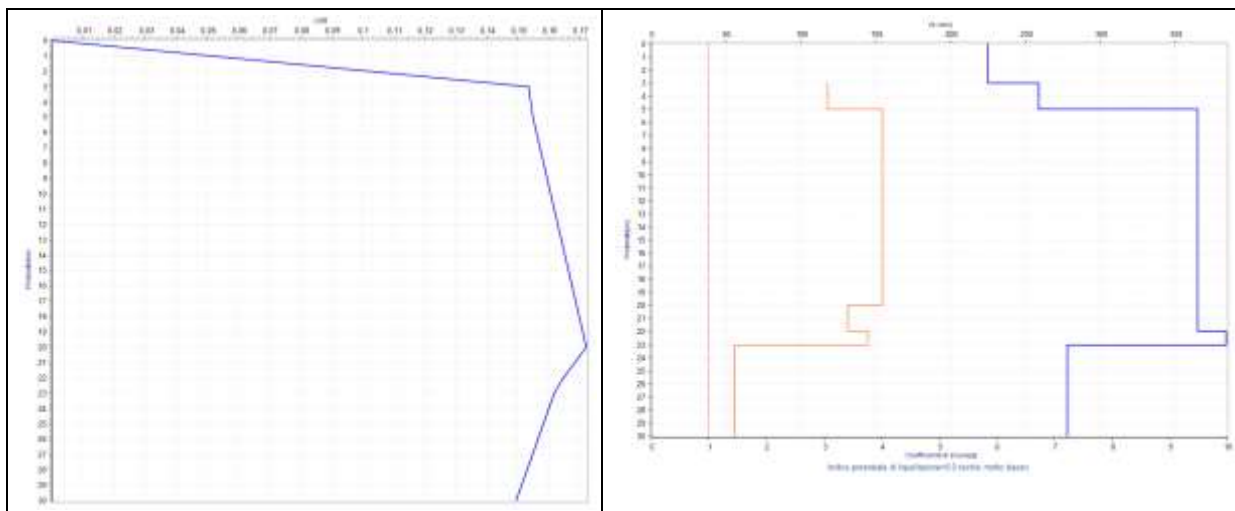


Figura 24 – Andamento del coefficiente CSR e  $F_s$  (linea arancio grafico di destra)

## 4. GEOTECNICA

La definizione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione è stata effettuata sulla base dei risultati dei valori di resistenza penetrometrica delle prove eseguite in sito e dai dati bibliografici validi per litologie simili. In corrispondenza del sito di interesse sono state eseguite 2 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH) per caratterizzare i terreni di fondazione sino ad una profondità massima investigata di circa 7.80 metri da piano campagna. La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi  $\delta$ ) misurando il numero di colpi N necessari all'avanzamento della punta (Figura 25).

DIMENSIONI E PESI			
	DP	CPT	DP + CPT
H [mm]	1600	1480	1600
L [mm]	2450	2200	2450
P [mm]	1040	1040	1040
Peso [kg]	910	810	980

DATI TECNICI		
Motore	Tipo	Benzina; 2 cil.; V
	Potenza [HP (kW) - RPM]	16 (12) - 3600
	Raffreddamento	Aria
Traslazione	Cingolato a trasmissione idrostatica	Cingolato Gommato
	Velocità di traslazione [km/h]	0 ÷ 1.8
	Pendenza Max %	25
Pompa Idraulica	Numero di Pompe	2
	Max. pressione operativa [bar]	245
Stabilizzatori	Numero	3
	Tipo	Idraulico



Figura 25 – Penetrometrica dinamico superpesante e statico da 20 ton

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di “catalogare e parametrizzare” il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica. Nella prova penetrometrica dinamica lo sforzo necessario per l'infissione è misurato dal numero dei colpi del maglio le cui caratteristiche tecnico-strumentali sono le seguenti (DPSH):

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	38 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	73 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	7 Kg
Diametro punta conica	50.46 mm
Area di base punta	20 cm <sup>2</sup>
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	8 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0.80 m
Avanzamento punta	0.30 m
Numero colpi per punta	N(30)
Coeff. Correlazione	1.15
Rivestimento/fanghi	Si
Angolo di apertura punta	60°

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta uno dei mezzi più diffusi per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi  $N_{spt}$  ottenuto con la suddetta prova (differente da quelle eseguite), pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con  $N_{spt}$ . Il passaggio viene dato da:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui  $Q$  è l'energia specifica per colpo e  $Q_{spt}$  è quella riferita alla prova SPT. L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

- $M$  = peso massa battente;
- $M'$  = peso aste;
- $H$  = altezza di caduta;
- $A$  = area base punta conica;
- $\delta$  = passo di avanzamento.

Le risultanze stratigrafiche delle prove penetrometriche sono riportate in Allegato 2,

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	39 di 49
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				



complete dei diagrammi e delle letture strumentali, mentre l'ubicazione è riportata in Figura 26.



Figura 26 – Ubicazione prove penetrometriche

#### 4.1. Modello geotecnico

Per la definizione dei parametri geotecnici si è fatto riferimento alle usuali correlazioni semiempiriche che definiscono i valori di coesione non drenata  $c_u^1$ , angolo di attrito interno  $\phi$ , densità  $\gamma$ , e modulo elastico  $E$ , in relazione alla resistenza penetrometrica. Nell'area sono stati rilevati con continuità depositi di natura granulare a grado di addensamento variabile a partire da piano campagna. I depositi sono stati indagati sino ad una profondità massima di 7.80 m da p.c.. Le prove denotano una buona uniformità laterale dei depositi. Per la determinazione

<sup>1</sup>La coesione non drenata è ricavabile dalla nota correlazione:  $c_u = R_p / N_c$ , dove  $N_c = 15-20$ ; per il caso in questione, per ragioni prudenziali si è adottato  $N_c = 20$ .

L'angolo di attrito interno e la densità possono essere ricavate dalla correlazione di De Mello (1973) e Meyerhof (1957).

Il modulo elastico è ricavabile dalla nota correlazione:  $E = \alpha \cdot R_p$ , dove  $\alpha = 1.5-3.0$ ; per il caso in questione, per ragioni prudenziali si è adottato  $\alpha = 1.5$ .

del parametro più significativo, ovvero l'angolo di attrito interno, si è fatto riferimento ai risultati della prova penetrometrica elaborati secondo la correlazione di Malcev. Il metodo, valido per le sabbie in genere utilizza la seguente relazione:

$$\varphi = 20 - 5 \text{Log}(\sigma) + 3,73 \text{Log}(N_{spt})$$

dove  $\sigma$  è la pressione litostatica efficace a metà strato in kg/cmq e  $N_{spt}$  il numero di colpi medio misurato nello strato. Lo studio dei parametri deve essere però sviluppato in termini non più deterministici ma bensì aleatori, cioè ciò che prima era identificato da un valore adesso è descritto da una variabile che rappresenta un insieme di numeri riferiti alla stessa grandezza fisica. La distribuzione di questa grandezza può quindi essere rappresentata da una funzione continua di tipo normale (gaussiano) dove sulle ascisse sono riportati i valori della variabile ( $F_s$ ) e sulle ordinate la loro frequenza. Una evoluzione di questa particolare funzione è chiamata distribuzione di Student che ben si adatta nei casi in cui si può assistere a compensazione. Nel caso in esame per compensazione si intende il seguente concetto: il volume della eventuale massa interessata dal sovraccarico delle fondazioni è maggiore della scala di fluttuazione dei parametri che la governano, cioè di quelle porzioni di terreno che presentano geometrie o valori di resistenza differenti. E' pertanto plausibile che nel volume della massa instabile siano presenti porzioni di terreno con caratteristiche differenti. In questi casi maggiore è la tendenza a compensare le zone deboli con le forti giustificando il riferimento a valori prossimi ai valori medi. Tutte queste considerazioni sono ritenute valide in assenza di superfici di rottura preferenziali come nel caso in esame. Al fine di operare a favore di sicurezza è stato estratto il valore riferito al 5° percentile della distribuzione, ovvero **il valore caratteristico** tale che la probabilità calcolata di valori più sfavorevoli, che determinano la manifestazione dello stato limite, non sia maggiore del 5%. Questa procedura è peraltro documentata negli Eurocodici EC7 ed EC8 ed è stata ripresa nella stesura delle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008. Sulla base delle correlazioni effettuate e della omogeneità dei depositi è stato definito un unico modello geotecnico che può essere così schematizzato partendo dal piano campagna originale:

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	41 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

**STRATO A** : da p.c. sino a -2.10 m: depositi granulari mediamente addensati. Parametri caratteristici:  $\Phi_k = 30^\circ$   $\gamma = 1.8 \text{ kg/dm}^3$ .

**STRATO B** : da -2.10 m sino a -7.80 m: depositi granulari ben addensati. Parametri caratteristici:  $\Phi_k = 34^\circ$   $\gamma = 1.9 \text{ kg/dm}^3$ .

A completamento del modello geotecnico è stata attribuita la categoria di appartenenza del profilo stratigrafico dei terreni di fondazione per la definizione dell'azione sismica di progetto. Viste le risultanze di prove sismiche effettuate nelle vicinanze il profilo stratigrafico dei terreni di fondazione è classificabile come **tipo C** secondo i disposti della Ordinanza del Presidente del Consiglio 20 marzo 2003 n.3274 e successive modifiche.

## 4.2. Analisi delle soluzioni fondali

L'applicazione di un carico concentrato sulla superficie del terreno produce un fascio di reazioni con intensità decrescente allontanandosi in orizzontale ed approfondendosi sulla verticale rispetto al punto di applicazione. In funzione della geometria e delle dimensioni della fondazione o del piano di appoggio, i carichi saranno diffusi a profondità differenti. Le proprietà geotecniche dei terreni permettono l'impiego di fondazioni superficiali di qualsiasi tipologia, a plinto, nastriformi o a platea. Nell'ipotesi di progetto le fondazioni sono di tipo lineare, posate a circa 2.50 m da p.c. con un incastro non inferiore a 0.60 m (compreso il magrone di sottofondazione). *Durante le operazioni di scavo delle fondazioni si dovrà riservare attenzione alla natura dei depositi e dovranno essere segnalate eventuali difformità o repentine variazioni litologiche non rilevabili dall'indagine svolta in particolare in prossimità del fabbricato esistente.*

In riferimento all'aggressività dei terreni di fondazione (UNI EN 206-1) questi possono essere classificati come XC2. Il calcestruzzo impiegato per le opere di fondazione dovrà garantire le prestazioni minime riportate nella tabella seguente.

Denom. della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione	UNI 9858	A/C MAX	R'ck min.	Dos. Min. Cem. KG.
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	2a	0,60	30	300

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	42 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

### 4.3. Calcolo della capacità portante

Sulla base delle informazioni desunte dal modello geotecnico e considerando la tipologia di fondazioni adottata, così come illustrato in precedenza, è possibile definire la capacità portante del terreno di imposta, il cui calcolo della capacità limite può essere eseguito con la formula di Brinch Hansen valida per fondazioni superficiali, modificata per il carico inclinato, che tiene conto dei fattori di forma, di fondazione, di profondità, di inclinazione del carico e degli effetti inerziali dovuti all'azione sismica. In ottemperanza a quanto prescritto dalla normativa vigente ed in accordo con il Progettista si è scelto un metodo di tipo semiprobabilistico che in dettaglio corrisponde all'approccio 2 combinazione unica (STR+GEO). I riferimenti per la trasformazione della portata di progetto, ovvero i coefficienti riduttivi sono riportati nelle tabelle 6.4.II e 6.4.IV delle NTC2018. Il Progettista dovrà poi verificare che sia soddisfatta la disequaglianza:

$$Ed \leq Rd$$

dove  $Ed$  rappresenta il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di carico mentre  $Rd$  rappresenta la resistenza del terreno.

#### 4.3.1. Approccio 2 combinazione unica A1+M1+R3

Questo tipo di combinazione prevede l'impiego dei parametri caratteristici ( $M1$ ) del modello geotecnico così come riportato nel capitolo precedente. Effettuando il calcolo secondo la formula sopra riportata e riducendo la capacità portante secondo i valori della tabella 6.4.I riferendosi al coefficiente  $\gamma_r$  relativo a R3 (2.30) raggiungeremo la seguente portata di progetto  $Rd$  da confrontare con le azioni corrispondenti ad A1:

**in condizioni statiche  $Rd = 2.8 \text{ Kg/cm}^2$**

**in condizioni sismiche  $Rd = 1.7 \text{ Kg/cm}^2$**

Nel dimensionamento delle fondazioni è tuttavia necessario tener conto non solo della resistenza al taglio dei terreni, ma anche dei cedimenti indotti dal carico applicato. E' stata pertanto eseguita una verifica dei cedimenti indotti nel terreno di fondazione per stimare il

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	43 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

sovraccarico di esercizio (SLE) da attribuire ai depositi indagati in modo che i cedimenti derivati siano compatibili con le strutture in progetto.

#### 4.3.2. Verifica allo slittamento

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità della 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 non è stata messa in conto. La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$FRd = Nsd \tan \delta + c_a A'$$

Nella quale  $Nsd$  è il valore di calcolo della forza verticale,  $\delta$  è l'angolo di resistenza al taglio alla base della fondazione,  $c_a$  è l'adesione fondazione-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. Riducendo gli esiti dei calcoli secondo i valori della tabella 6.4.I riferendosi al coefficiente  $\gamma_r$  relativo a R3 (1.10), la resistenza allo slittamento considerando un carico di fondazione pari a  $1.70 \text{ kg/cm}^2$  (carico SLU) risulta:  **$Rd = 0.86 \text{ Kg/cm}^2$**

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	44 di 49
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				



## 5. CONCLUSIONI

L'indagine effettuata e i rilievi eseguiti consentono di trarre le seguenti conclusioni:

1. L'area in studio ricade nel Comune di Bagnolo Mella, classificato dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio in data 20 marzo 2003 n.3274 come di classe 3. La recente riclassificazione della Regione Lombardia ha riconfermato la classe di appartenenza.
2. Secondo i disposti dell'Ordinanza Presidente del Consiglio n.3274/2003 e le indicazioni contenute nel PGT i terreni di fondazione sono classificabili come di tipo B. L'analisi di II livello ha verificato l'inadeguatezza delle soglie Regionali. Il sito è stato pertanto declassato alla categoria di sottosuolo C.
3. Dagli approfondimenti eseguiti si assegna la classe topografica T1.
4. I terreni di fondazione sono costituiti da alluvioni fluvioglaciali e fluviali a natura prevalentemente ghiaiosa-sabbiosa.
5. Durante le indagini del Febbraio 2021 sono state rilevate le aste del penetrometro bagnate sin dalla profondità di circa 4.80 m da p.c.. I dati bibliografici evidenziano, in corrispondenza del sito in esame, una soggiacenza di circa 5.50 m.
6. Il calcolo della capacità portante è stato effettuato secondo la metodologia proposta dall'approccio 2. I valori sono riportati all'interno della relazione.
7. Il calcolo dei cedimenti è stato effettuato sulla base della teoria dell'elasticità. I cedimenti sono risultati compatibili con il grado di addensamento dei depositi presenti in sito.
8. I terreni di fondazione non saranno soggetti a liquefazione in caso di sisma.
9. Le terre da scavo dovranno essere trattate nel rispetto della normativa vigente.

Per quanto esposto ed illustrato si dichiara la fattibilità dell'intervento, sotto il profilo geologico, idrogeologico e geotecnico.

**Dr. Geol. Corrado Aletti**

*(documento firmato digitalmente)*

Seniga 25.02.2021

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione	Febbraio 2021	0	45 di 49
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

## 6. TABELLA RIASSUNTIVA PARAMETRI GEOLOGICI

FOGLIO	22					
MAPPAL	656					
QUOTA (m.s.m)	86.00					
QUOTA FALDA (m.s.m)	~80.50					
SOGGIACENZA (m)	~5.50 (da PGT) / 4.80 (misurata)					
CLASSE FATTIBILITA'	2					
ZONA SISMICA	3					
PERICOLOSITA' SISMICA	Z4a					
ANALISI SISMICA DI II LIVELLO	Fa > Soglia					
CLASSE TOPOGRAFICA	T1					
CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO	B → declassato a C					
CLASSE DELL'EDIFICIO	III					
PARAMETRI SISMICI		Ag (g)	Fo		Tc (s)	
	SLV	0.165	2.440		0.277	
	SLD	0.062	2.472		0.253	
AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA SS	1.46					
AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA ST	1.00					
PERIODO FONDAMENTALE (s)	0.40					
LIQUEFAZIONE	NO					
MODELLO GEOTECNICO	Nome	Profondità	γ (kg/dm³)	φ (°)	Cu (kg/cm²)	E (kg/cm²)
	A	0.00 – 2.10	1.8	30	/	180
	B	2.10 – 7.80	1.9	34	/	350
TIPO DI FONDAZIONE	LINEARE					
RESISTENZA SLU FONDAMENTALE kg/cm²	2.8					
RESISTENZA SLU SISMICA kg/cm²	1.7					

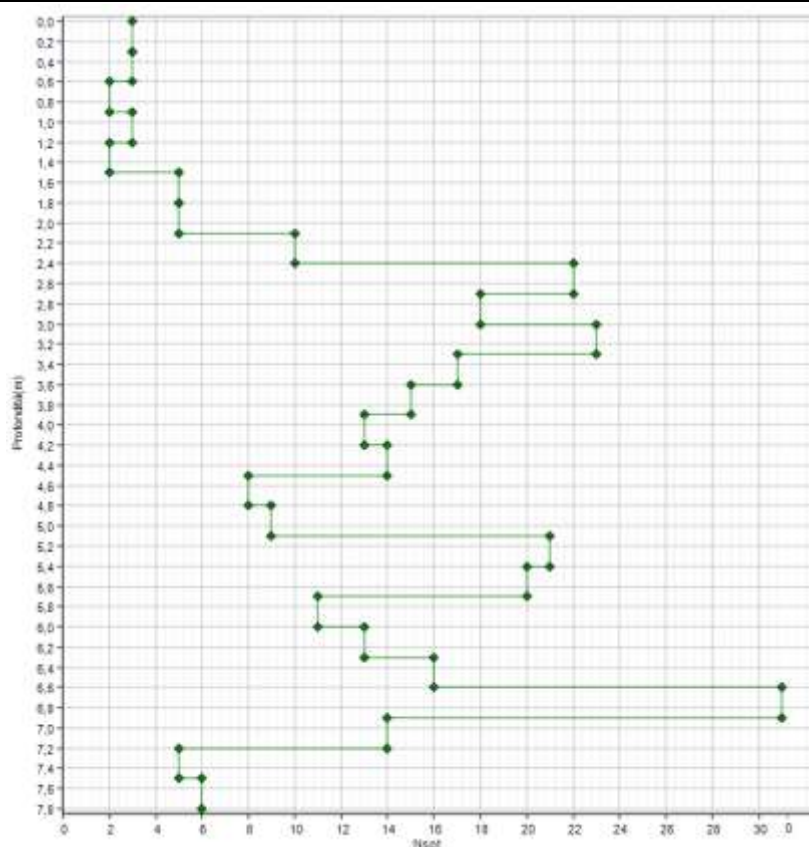
## Allegato 2 – Ubicazione indagini



- ★ - DPSH
- ★ - HVSR
- - MASW-REMI

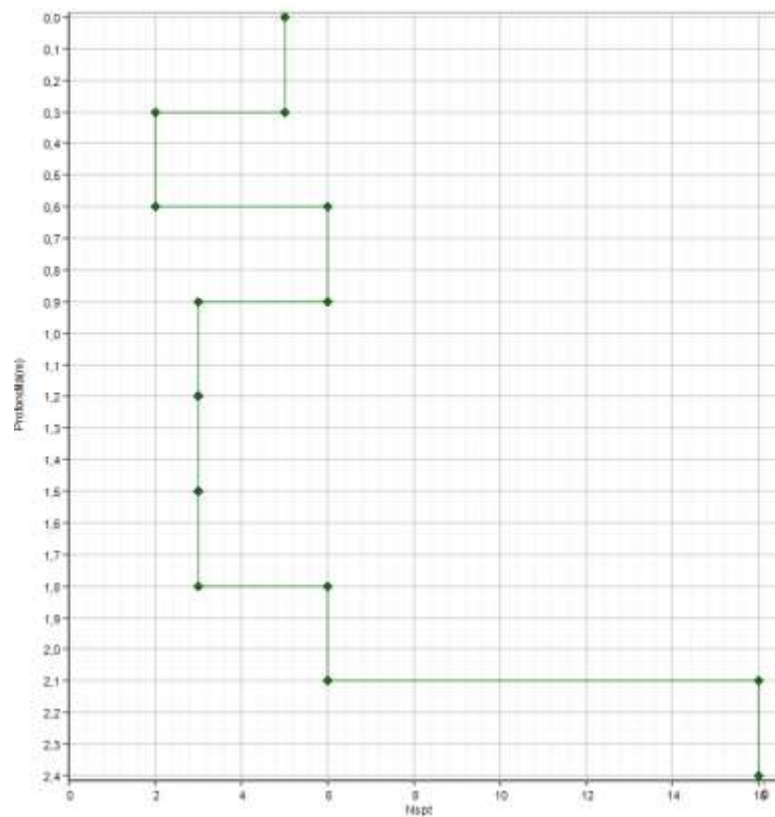
# Allegato 2 – Prove penetrometriche

## P1



Prof.(m)	N.punta
0,30	3
0,60	3
0,90	2
1,20	3
1,50	2
1,80	4
2,10	4
2,40	9
2,70	19
3,00	16
3,30	20
3,60	15
3,90	13
4,20	11
4,50	12
4,80	7
5,10	8
5,40	18
5,70	17
6,00	10
6,30	11
6,60	14
6,90	27
7,20	12
7,50	4
7,80	5

## P2



Prof.(m)	N.punta	N.riv.to
0,30	4	1
0,60	2	2
0,90	5	1
1,20	3	2
1,50	3	2
1,80	3	2
2,10	5	3
2,40	14	1