

# REGIONE LOMBARDIA

## PROVINCIA DI BRESCIA

### COMUNE DI BRESCIA



SITO 1



SITO 2

#### RELAZIONE GEOLOGICA R1+R3

#### RELAZIONE GEOTECNICA R2




Elaborato

## OPERE DI DIFESA SPONDALE TORRENTE GARZA

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

Committente	 <b>AIPO</b> <small>Agente Interregionale per il Fiume Po</small>	
Estensore	 <b>A. &amp; P. sas</b>	
<i>Il presente elaborato è confidenziale e ne è vietata la riproduzione o l'utilizzo da terzi non autorizzati</i>		
<b>Informazioni documento</b>		
<b>Operazione</b>	<b>Soggetto</b>	<b>Data</b>
<b>Redatto</b>	A & P sas – Dr.ssa Gallo Samanta	20.09.2019
<b>Approvato</b>	A & P sas – Dr. Aletti Corrado	15.10.2019
<b>File</b>	relazione.docx	
<b>Commessa</b>	2019.09.274	

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	1 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

## INDICE

1. Introduzione .....	4
2. Inquadramento geografico .....	5
3. Inquadramento geologico, morfologico e idrogeologico .....	7
4. Evoluzione dell'alveo e Dissesti .....	15
4.1. Litostratimetria .....	19
4.2. Fattibilità .....	22
4.3. Sismicità .....	24
4.4. Indagine sismica .....	27
4.4.1. Tecnica di misurazione e strumentazione.....	27
4.4.2. Effetti di sito: risposta sismica locale .....	28
4.4.3. Profilo velocità delle onde S e classificazione del sottosuolo da NTC .....	29
4.4.4. Vulnerabilità sismica dell'opera .....	31
4.4.5. Risultati dell'analisi – HVSR1 .....	32
4.5. Analisi sismica di II livello (HVSR1).....	34
4.5.1. Risultati dell'analisi – HVSR2 .....	36
4.6. Analisi sismica di II livello (HVSR2).....	38
4.7. Parametri sismici .....	39
4.8. Stima della magnitudo di riferimento .....	42
4.9. Verifica alla liquefazione .....	44
5. Geotecnica .....	48
5.1. Analisi delle soluzioni fondali .....	52
5.2. Calcolo della capacità portante .....	55
5.2.1. Approccio 2 combinazione unica A1+M1+R3 .....	55
5.2.2. Verifica allo slittamento .....	56
5.3. Calcolo dei cedimenti.....	57

5.4. Terre da scavo.....	58
5.5. Analisi di stabilità a breve termine di pendii naturali .....	60
6. Conclusioni .....	64


## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione geologica redatta per conto dell'Azienda Interregionale per il Fiume Po (AIPO) ha lo scopo di definire il quadro geolitologico, stratigrafico, idrogeologico e sismico delle aree interessate dalla realizzazione di opere di difesa spondale per il Torrente Garza in Comune di Brescia (BS). 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; DGR X/5001; D.M. 17.01.2018), ai fini della definizione delle pressioni interstiziali, e ai fini sismici. Allo scopo di determinare le caratteristiche geolitologiche e litotecniche dei terreni di fondazione, nei siti di interesse sono state realizzate n. 2 prove penetrometriche statiche e n. 3 prove penetrometriche dinamiche. Si è inoltre fatto riferimento a n. 2 prove penetrometriche dinamiche e n. 2 sondaggi esplorativi condotti durante una campagna geognostica pregressa svolta nelle immediate vicinanze dei siti di interesse, nel medesimo contesto geologico. Per quanto riguarda l'indagine sismica sono state effettuate n. 2 verifiche mediante la tecnica HVSr (Horizontal to Vertical Space Ratio). Il presente elaborato è stato corredato dai seguenti allegati:

**Allegato 1 – Ubicazione indagini**

**Allegato 2 – Prove penetrometriche**

Considerata la tipologia dell'intervento e la situazione al contorno si è ritenuto sufficiente lo studio delle aree direttamente coinvolte 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 geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	4 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

## 2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Le opere in progetto interessano due siti distinti:

- SITO 1→ è localizzato nella porzione settentrionale dell'abitato comunale di Brescia, presso la Località Villaggio Prealpino, lungo il margine SE di Via Conicchio, così come rappresentato in Figura 1.
- SITO 2→ è localizzato nella porzione sud orientale dell'abitato comunale di Brescia, lungo il margine SW di Via S. Polo, così come rappresentato in Figura 1.

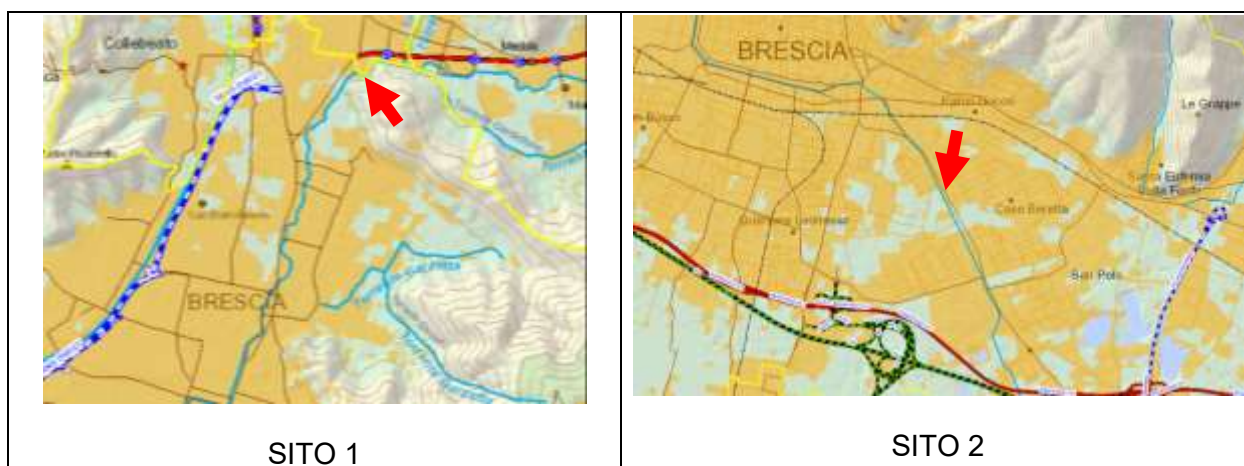



Figura 1 – Ubicazione delle aree in studio

Nel **SITO 1** il progetto prevede, lungo il tratto rinominato **Tratto A** la realizzazione di difese spondali in pietrame e la manutenzione delle sponde e dell'alveo mediante taglio della vegetazione, mentre, lungo il tratto rinominato **Tratto B** è previsto il decespugliamento e la pulizia delle sponde e dell'alveo e la realizzazione di una nuova paratoia a Clapet nel punto di confluenza con il canale colatore presente in sponda destra del Torrente Garza così come rappresentato in Figura 2.

Nel **SITO 2** è prevista la demolizione del ponte di accesso privato sul T. Garza di proprietà dell'AIPO, la realizzazione di muri arginali in cemento armato, la sostituzione del parapetto con un nuovo muro in cemento armato e la pulizia e manutenzione delle sponde del Torrente così come raffigurato in Figura 3.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	5 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			



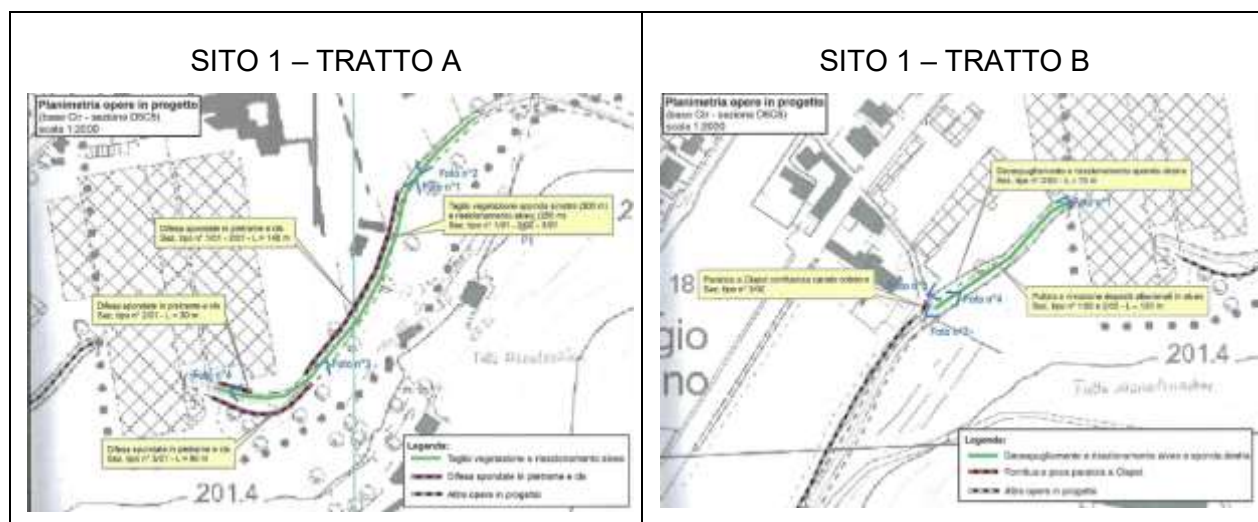


Figura 2 – Scema delle opere in progetto nel SITO 1 e ubicazione

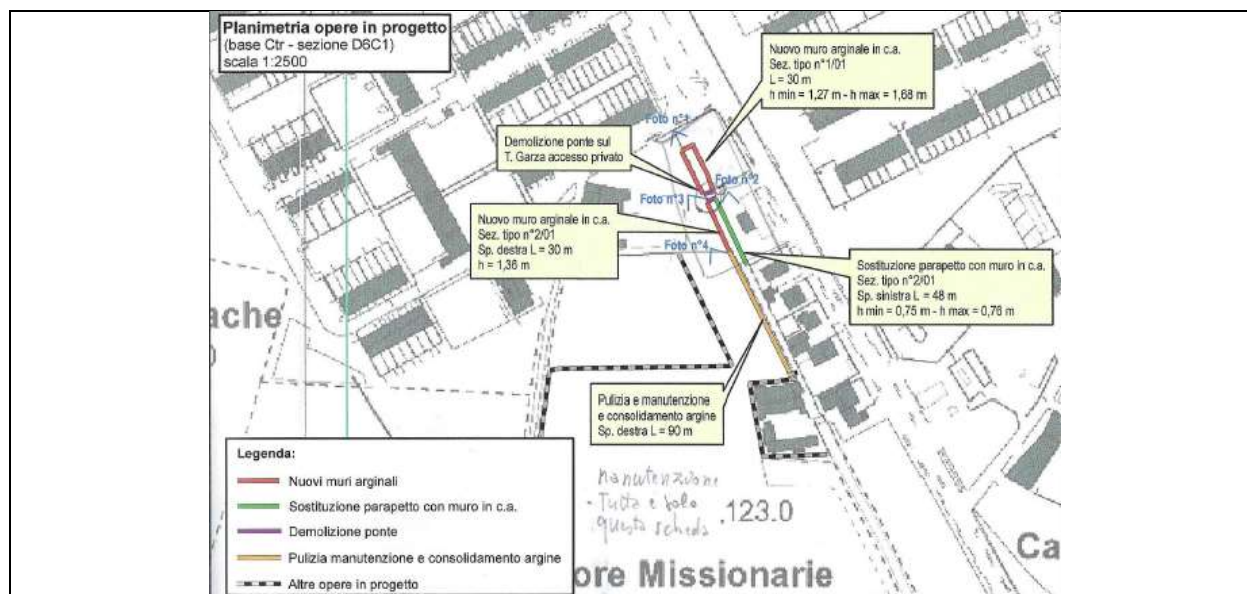


Figura 3 - Scema delle opere in progetto nel SITO 2 e ubicazione

Le opere in progetto nel SITO 1 insisteranno sul Foglio 06 dell'NCT del Comune di Brescia, mentre le opere in progetto nel SITO 2 insisteranno sul Foglio 212 dell'NCT del Comune di Brescia.


### 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, MORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

L'abitato comunale di Brescia si compone di tre settori differenti così schematizzati partendo dalla porzione più a nord:

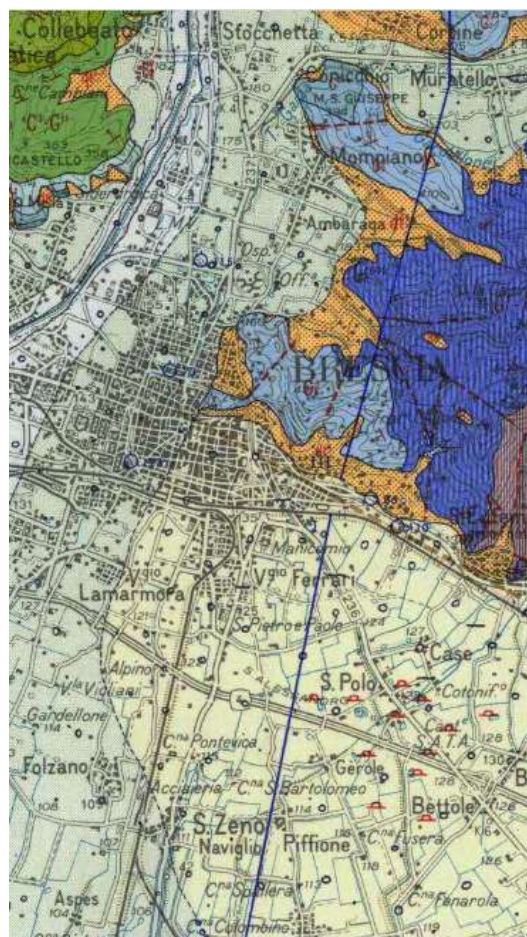
- i versanti montuosi che occupano i settori nord-orientali con il rilievo del M. Maddalena e nord-occidentali con i rilievi del M. Ratto e M. Picastello fino al Colle della Badia o di S. Anna, separati dal corso del F. Mella;
- la fascia di raccordo tra i versanti montuosi e il fondovalle caratterizzata da acclività variabile e da terrazzamenti antropici, spesso urbanizzati;
- il Fondovalle del F. Mella e l'alta pianura, a morfologia pianeggiante, caratterizzato da una fitta urbanizzazione, fatta eccezione per alcune aree agricole poste a sud dell'autostrada A4 e le aree estrattive localizzate nella porzione sud-orientale.

Dal punto di vista geologico (Figura 4) la porzione nord dell'abitato comunale si inserisce entro le Prealpi Bresciane orientali, poco a nord del margine con l'Alta Pianura Padana. L'ambito geologico afferisce al domino Sudalpino, o Alpi Meridionali, che rappresenta il settore di catena alpina posto a sud della Linea Insubrica. Il Sudalpino è costituito da successioni sedimentarie di origine marina di età compresa tra il Permiano ed il Miocene. Le Prealpi Bresciane, in particolare, afferiscono al Bacino Lombardo un settore subsidente individuatosi nel Trias Sup. ed attivo per tutto il periodo del rifting tetideo, in cui si depositarono imponenti successioni sedimentarie all'interno di sottobacini controllati da attività tettonica distensiva. Le unità triassiche e giurassiche affiorano prevalentemente nel settore più interno della Val Trompia, mentre le unità cretacico-mioceniche sono ben rappresentate in prossimità del bordo prealpino, al passaggio con la pianura padana. I rilievi montuosi presenti sono costituiti da rocce prevalentemente calcaree e stratificate di età mesozoica con la sola eccezione del colle della Badia (o di S. Anna) modellato in depositi clastici cementati più recenti di età miocenica. La successione mesozoica (dai litotipi più recenti a quelli più antichi) è così schematizzata:


- Scaglia Lombarda;
- Maiolica;

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	7 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

- Depositi clastici miocenici:



**Figura 4 – Stralcio della Carta Geologica d'Italia foglio Brescia**


	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	8 di 76
<b>A. &amp; P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900</b>				



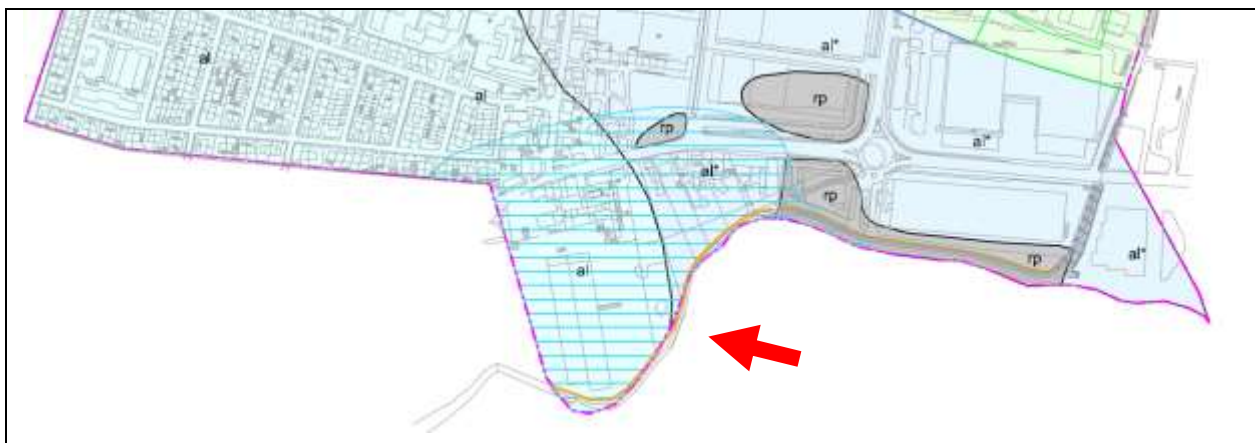
La fascia di raccordo tra la pianura e i versanti montuosi è caratterizzata dalla presenza di depositi eluviali e/o colluviali e da falde e coni di detrito che possono generalmente essere considerati inattivi in quanto stabilizzati e colonizzati. In queste zone l'alterazione dei litotipi del substrato roccioso ad opera degli agenti meteorici ha prodotto, lungo i versanti meno acclivi e alla base degli stessi e/o in corrispondenza di rotture di pendio, l'accumulo di materiali residuali argillosi, con presenza di scheletro granulare detritico. In prossimità del substrato roccioso, possono essere inglobati all'interno della matrice fine grossi massi e/o blocchi.

La porzione pianeggiante del territorio comunale di Brescia è ascrivibile ai depositi fluvioglaciali e fluviali trasportati dai corsi d'acqua e principalmente dal F. Mella. Più nel dettaglio durante il Quaternario continentale gli intensi eventi deposizionali hanno portato a colmamento il bacino Padano, infatti durante il Pleistocene e l'Olocene 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 di quest'area sono legati alle dinamiche caratteristiche dell'ambiente fluvioglaciale e fluviale riferibili come età al Wurm. La fase fluviale würmiana ha originato l'ultimo esteso colmamento della pianura nel Pleistocene. La successiva fase erosiva, iniziata nell'Olocene, è responsabile della zona ribassata delimitata da scarpate entro cui oggi scorrono i principali fiumi padani tra cui il fiume Mella, che attraversa il territorio comunale lungo il limite ovest. 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.

Il SITO 1 si colloca nella fascia di raccordo tra il rilievo montuoso denominato Monte San Giuseppe, costituito dai calcari marnosi del Gruppo di Concesio, e l'alta pianura costituita da depositi fluvioglaciali e fluviali Wurmiani. In questo tratto il Torrente Garza ha inciso i depositi

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	9 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

sopra descritti, depositando materiali a litologia prevalentemente ghiaiosa e sabbiosa a supporto granulare associati talvolta a matrici limose-argillose di colore marrone presenti in percentuali variabili (Figura 5).



**Figura 5 – Stralcio della carta geologica da PGT di Bovezzo (SITO 1)**

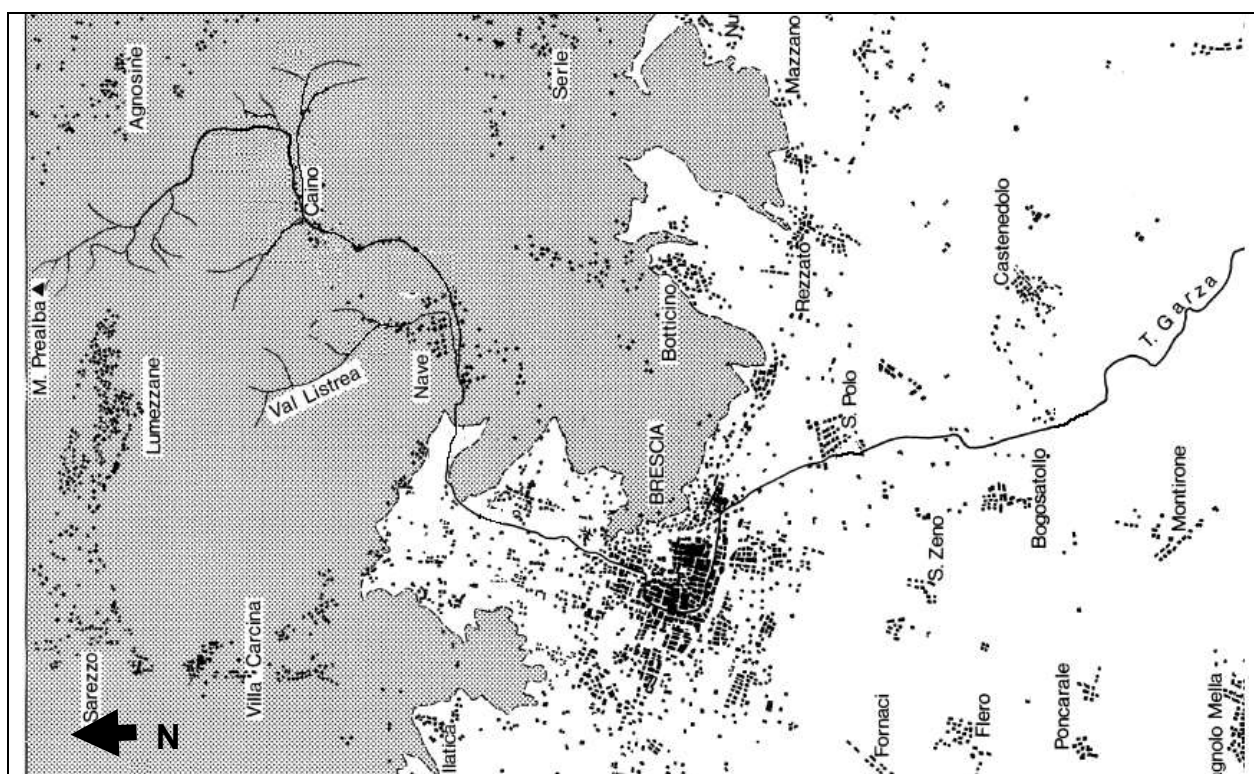
Il SITO 2 si colloca invece nella porzione pianeggiante dell'abitato comunale, costituita da depositi fluvioglaciali e fluviali Wurmiani. Anche in questo caso le litologie presenti in sito sono rappresentate da sabbie e ghiaie a supporto granulare, localmente accompagnate da limi e argille presenti in percentuali variabili (Figura 6).



**Figura 6 - Stralcio della carta geologica da PGT (SITO 2)**


Le opere in progetto interesseranno le sponde del Torrente Garza. Questo corso d'acqua nasce con alcune fonti sorgive situate alla testata della Val Serpendolo sul versante meridionale del M. Prealpa; tali fonti sorgive possono essere rilevate a quote variabili tra 1200

e 710 m.s.m.. Il torrente Garza, con un percorso abbastanza tortuoso e una pendenza piuttosto elevata (8-4%), in circa 20 Km raggiunge la periferia di Brescia ove uno scolmatore lo può immettere direttamente nel fiume Mella. Durante la traversata del territorio comunale di Brescia, il Torrente subisce alterazioni fisiche conseguenti all'incanalamento nella città, dove segue, spesso coperto, le antiche mura e alle diverse derivazioni e apporti dovuti a scopi sia industriali, sia irrigui. L'asta fluviale riceve pochi immissari naturali nella parte alta del corso, tra l'altro con portate ridotte (cfr. Figura 7).

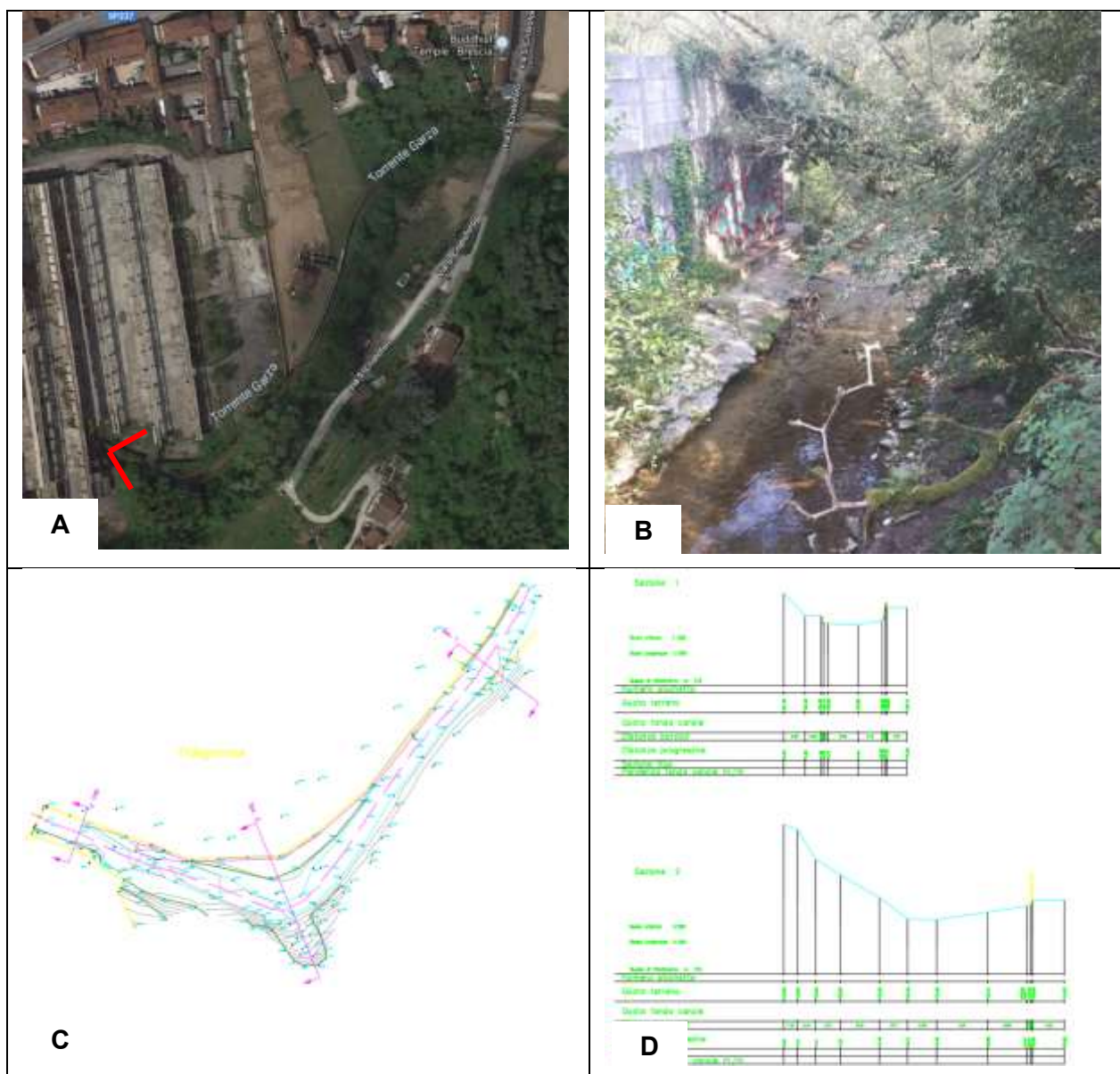


**Figura 7 – Bacino del Torrente Garza (da Grottole M. e Mazzoldi P.; 1990-91)**

Dal punto di vista morfologico, nel Sito 1, lungo il tratto A, il Torrente si trova a scorrere a quote inferiori del piano campagna di circa 2.00/2.50 metri, e risulta a tratti confinato vista la presenza di muri di sostegno in muratura (Figura 8). La quota indicativa del talveg del Torrente in questo tratto è di circa 183.00 m.s.m. nella porzione più a nord, e 181.80 m.s.m. nella porzione più a sud.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	11 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

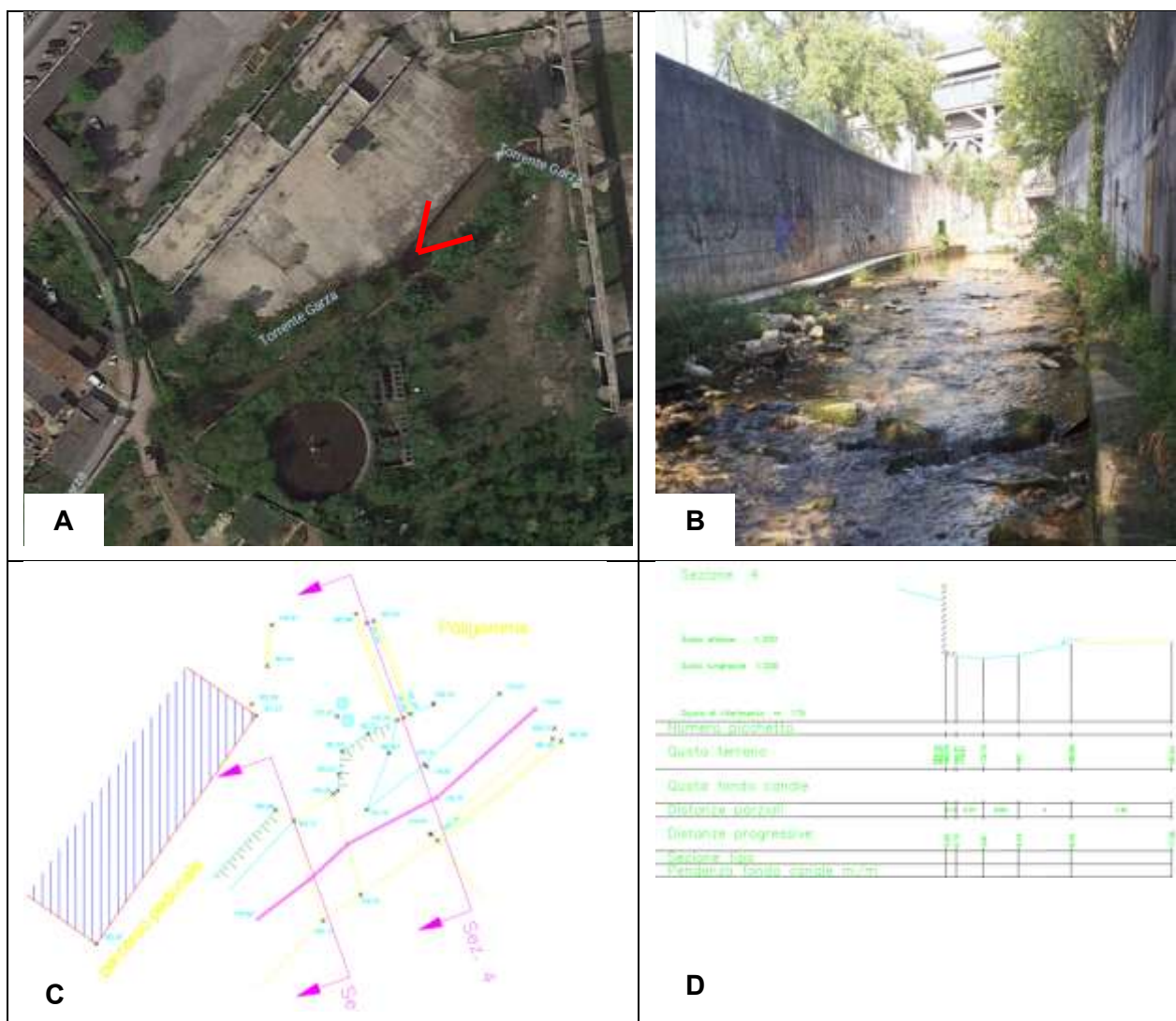




**Figura 8 – Sito 1 – tratto A: documentazione fotografica; rilievo topografico; sezioni**

Anche nel Sito 1 - tratto B, il Torrente si trova a scorrere a quote inferiori dal piano campagna di circa 2.00/2.20 metri, e risulta a tratti confinato da muri di sostegno in muratura (Figura 9). La quota indicativa del talveg del Torrente in questo tratto è di circa 180 m.s.m. nella porzione più a nord, e 179 m.s.m. nella porzione più a sud.





**Figura 9 – Sito 1 – tratto B: documentazione fotografica; rilievo topografico; sezione**

Nel Sito 2 il Torrente si trova incassato rispetto al piano campagna della sponda sinistra di circa 2.50 metri, e risulta a tratti confinato grazie alla presenza di muri di sostegno e arginature, sviluppate lungo la sponda destra (Figura 10). La quota indicativa del talveg del Torrente in questo tratto è di circa 123 m.s.m.. Si sottolinea inoltre che la sponda destra del torrente, a valle del ponticello di accesso nei pressi del distributore di carburante si trova ribassata rispetto alla sponda sinistra di circa 2.00 m.

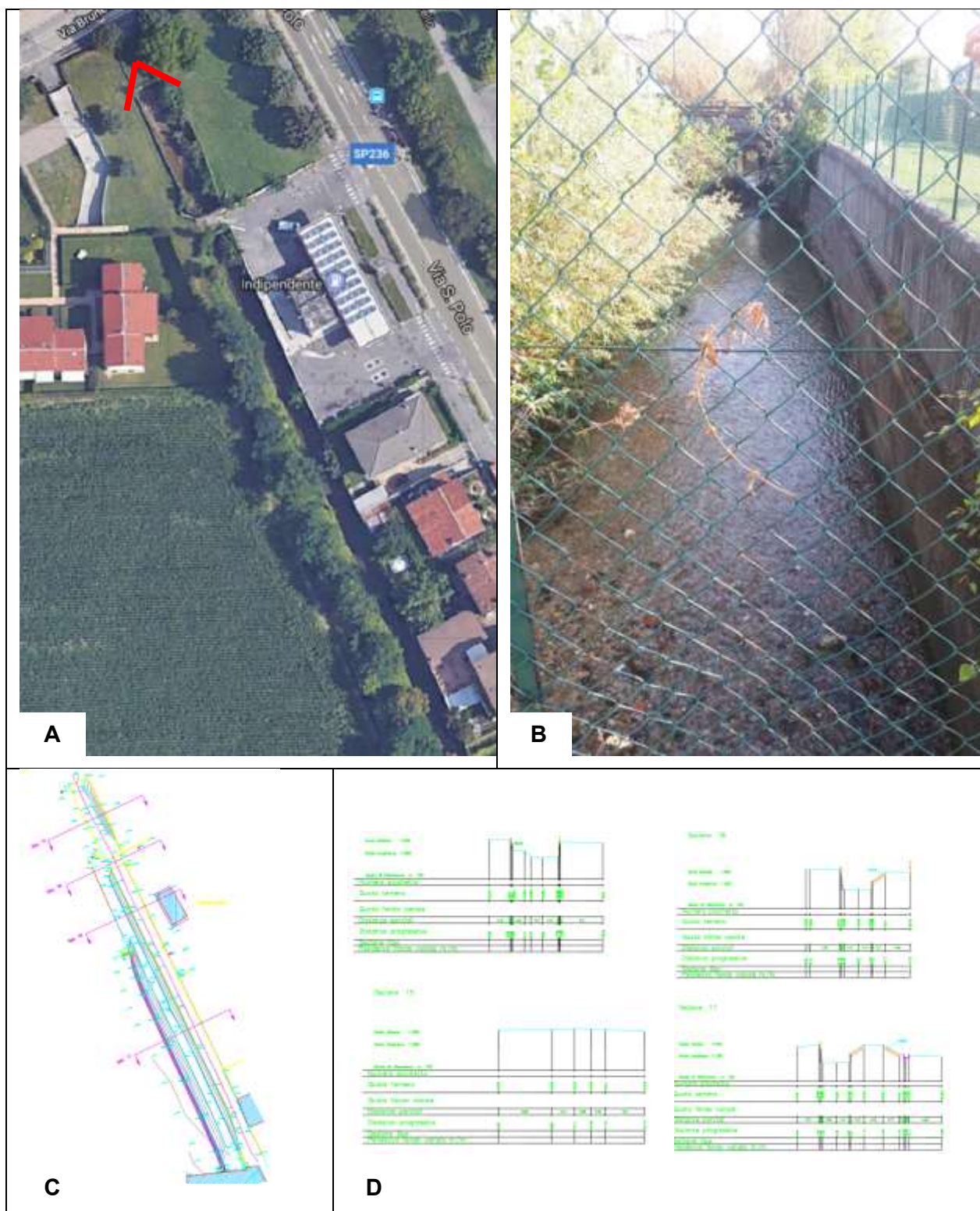


Figura 10 – Sito 2: documentazione fotografica; rilievo topografico; sezioni topografiche




## 4. EVOLUZIONE DELL'ALVEO E DISSESTI

Durante la campagna geognostica del Settembre 2019, sono stati rilevati fenomeni erosivi delle sponde, concentrati nel SITO 1, più evidenti lungo il tratto B come illustrato in Figura 11. Trattasi per lo più di erosione al piede delle strutture di contenimento laterale (muri e manufatti) che spesso evidenziano anche l'entità dell'erosione rispetto all'epoca della loro realizzazione.



Figura 11 – Punti di erosione del Torrente Garza lungo il sito 1

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	15 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

A questo proposito è stata condotta una ricerca bibliografica al fine di ricostruire l'evoluzione dell'alveo del Torrente (Figura 12) .

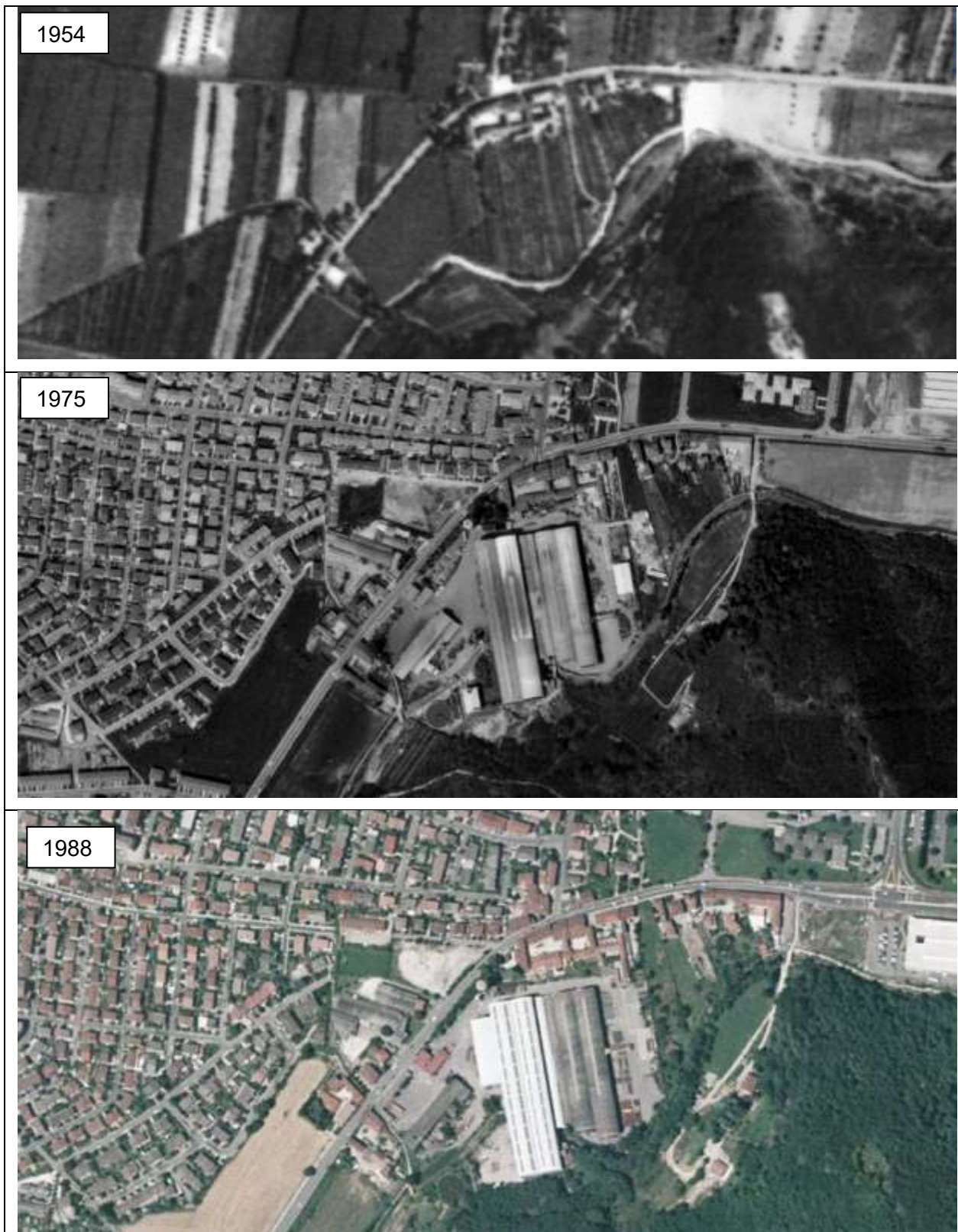







Figura 12 – Documentazione fotografica dell'evoluzione del SITO 1

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	17 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

Come è possibile osservare nella documentazione fotografica riportata, la situazione, nel corso degli anni, non si è modificata in modo significativo, in particolare dopo la costruzione degli stabilimenti Stefana. Il corso d'acqua appare pertanto possedere un tracciato costante da oltre 60 anni. Dai rilievi eseguiti non si riconoscono dissesti legati a fenomeni gravitativi; i punti in cui i muri di contenimento si presentano inclinati (sito 1 tratto B) sono da ascrivere alla mancanza di fondazioni o allo scalzamento delle stesse o alla scarsa consistenza delle murature (Figura 13).



**Figura 13 – Muro sponda sinistra sito 1 tratto B**

Il SITO 1 – tratto A, lungo la sponda destra è identificato, nella cartografia dei dissesti con legenda unificata PAI, come area esondabile a pericolosità media o moderata. Anche il tratto B risulta soggetto ad esondazioni. Il SITO 2 risulta soggetto ad allagamenti legati all'esondazione del Torrente Garza (Figura 15).






Figura 14 – PAI vigente



Figura 15 – Direttiva alluvioni 2007/60/CE – Revisione 2015 (SITO 2)

## 4.1. Litostratimetria


La litostratimetria delle aree in esame è stata desunta da studi effettuati nella zona ed in particolare dalle interpretazioni delle prove penetrometriche e dalle evidenze dei sondaggi esplorativi effettuati nei siti di interesse. Sono state consultate anche i dati bibliografici riferibili

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	19 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

a stratigrafie di pozzi per acqua perforati nelle immediate vicinanze, reperiti presso la componente geologica a corredo del PGT del Comune di Brescia. Sulla base delle osservazioni effettuate l'assetto stratigrafico si configura conforme all'ambiente ed all'evoluzione cui è andata soggetta l'area in esame, fortemente condizionata dall'azione delle acque superficiali.

In corrispondenza del SITO 1 – Tratto A, la litostratimetria è stata ricostruita sulla base delle evidenze di n. 2 sondaggi esplorativi e delle interpretazioni delle prove penetrometriche dinamiche superpesanti rinominate P1 e P2, effettuate durante una campagna geognostica pregressa realizzata nell'ambito della ristrutturazione di un edificio localizzato a margine del tracciato del Torrente Garza. Le prove evidenziano la presenza di un primo livello dello spessore di circa 1.00 m costituito da terreni rimaneggiati (suolo), cui fanno seguito, sino alla massima profondità indagata pari a circa 10.50 m da p.c., depositi prevalentemente sabbiosi accompagnati da frazioni ghiaiose e limose. In corrispondenza del SITO 1 – Tratto B è stata realizzata una prova penetrometrica dinamica superpesante rinominata P3 che ha evidenziato la presenza di un primo livello costituito da terreni rimaneggiati che si estendono sino a circa 1.50 m da p.c., cui fanno seguito depositi grossolani costituiti prevalentemente da ghiaie e sabbie grossolane che si estendono sino alla massima profondità indagata in sito pari a circa 4.80 m da p.c..

In corrispondenza del SITO 2, lungo la sponda sinistra del Torrente Garza, sono state realizzate n. 1 prova penetrometrica dinamica superpesante rinominata P4 e n. 1 prova penetrometrica statica rinominata P5 le quali hanno evidenziato la presenza di terreni sabbiosi talora accompagnati da frazioni ghiaiose e con matrice limosa in percentuali variabili. Nell'intervallo compreso tra 2.00 m e circa 5.00 m da p.c. è stato rilevato un livello costituito da sabbie fini e sabbie limose, cui fa seguito un livello più grossolano costituito da sabbie e ghiaie che si estende sino alla massima profondità indagata di 9.00 m da p.c.. Lungo la sponda destra del T. Garza sono state realizzate n. 1 prova penetrometrica statica rinominata P6, interrotta a circa 4.40 m da p.c. per rifiuto all'avanzamento. Nello stesso foro di prova è stata

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	20 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			




condotta una prova penetrometrica dinamica rinominata P6bis che si è spinta sino a circa 7.80 m da p.c.. In questa area, che risulta ribassata rispetto alla sponda sinistra di circa 2.00 m, sono stati rilevati dapprima terreni sabbioso limosi e sabbiosi che si estendono sino a circa 3.00 m da p.c. (corpo arginale), cui fanno seguito depositi grossolani costituiti da ghiaie e sabbie grossolane associate a ciottoli eterometrici ben arrotondati continui sino alla massima profondità indagata. In corrispondenza del SITO 1 la superficie freatica si colloca a quote comprese tra 145 e 135 m.s.m., evidenziando una soggiacenza di circa 40 m della falda (Figura 16). In corrispondenza del SITO 2 la superficie freatica si colloca a quote comprese tra 115 e 114 m.s.m., evidenziando una soggiacenza di circa 10 m della falda (Figura 17).



Figura 16 – Stralcio della Carta idrogeologica del Sito 1 (da PGT di Bovezzo)



Figura 17 – Stralcio della Carta idrogeologica del Sito 2 (da PGT Brescia)

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	21 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			


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. In occasione di periodi di piena della falda la soggiacenza potrebbe diminuire sensibilmente.

## 4.2. Fattibilità

Le aree in studio sono identificate nel PGT con la classe di fattibilità 4 ovvero fattibilità con gravi limitazioni legate all'elevato rischio idraulico (Figura 18). Si riporta di seguito quanto prescritto dalle Norme Tecniche per le costruzioni in riferimento a tale classe:

### CLASSE 4 - FATTIBILITÀ CON GRAVI LIMITAZIONI

Aree nelle quali l'alto rischio idrogeologico o idraulico limita fortemente la possibilità di modifica delle destinazioni d'uso, deve essere esclusa qualsiasi nuova edificazione, ivi comprese quelle interrate, se non opere tese al consolidamento o alla sistemazione idrogeologica per la messa in sicurezza dei siti. Per gli edifici esistenti sono consentite esclusivamente le opere relative ad interventi di demolizione senza ricostruzione, manutenzione ordinaria e straordinaria, restauro, risanamento conservativo come definiti dall'art. 27, comma 1, lettere a), b), c) della l.r. 12/05, senza aumento di superficie o volume e senza aumento del carico insediativo. Sono consentite le innovazioni necessarie per l'adeguamento alla normativa antisismica. Il professionista deve fornire indicazioni in merito alle opere di sistemazione idrogeologica e, per i nuclei abitati esistenti, quando non è strettamente necessario provvedere al loro trasferimento, dovranno essere predisposti idonei piani di emergenza; deve inoltre essere valutata la necessità di predisporre sistemi di monitoraggio geologico che permettano di tenere sotto controllo l'evoluzione dei fenomeni in atto. Eventuali infrastrutture pubbliche e di interesse pubblico possono essere realizzate solo se non altrimenti localizzabili; dovranno comunque essere puntualmente e attentamente valutate in funzione della tipologia del dissesto e del grado di rischio che determinano l'ambito di pericolosità omogenea. A tal fine, alle istanze per l'approvazione da parte dell'autorità


	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	22 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

comunale, deve essere allegata apposita relazione geologica e geotecnica che dimostri la compatibilità degli interventi previsti con la situazione di grave rischio idrogeologico.

**Classe 4a – Fascia A del PAI, Aree RP-P3 del PGRA esterne a edificato esistente, Aree RP-P3/P2/P1 del PGRA interne o esterne all'edificato esistente valutate a pericolosità idraulica H4 e Aree RP-P3 del PGRA non valutate.** In queste aree è prevista l'applicazione della normativa prescritta per la Fascia A del PAI (artt. 29, 38, 38bis, 38ter, 39 e 41 N.d.A. PAI). All'interno delle aree contrassegnate con 4a\*, in quanto aree R4 non valutate nel presente studio, è possibile applicare direttamente la norma prevista al paragrafo 3.1.3. punto 4 della D.G.R. X/6738/2017.

**4a1 - Area sottoposta a studio idraulico di dettaglio.** All'interno di queste aree, gli studi di compatibilità idraulica richiesti ai sensi dell'art. 38, 38bis, 38ter e 39 delle N.d.A. PAI devono prevedere la verifica di compatibilità dell'intervento rispetto alle altezze massime della corrente individuate nella Carta delle aree esondabili – Battente, di cui all'Allegato ALall04 – Componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT. In particolare per queste aree è prevista un'altezza della corrente superiore a 70 cm, rispetto alla quale dovranno adeguarsi gli eventuali interventi con un franco minimo pari a 50 cm (vedi schema riportato al paragrafo 3.4 dell'All. 4 D.G.R. IX/2616/2011).

Le opere in progetto nel presente elaborato risultano essere strutture di difesa spondale (muri arginali in cemento armato, scogliere in pietrame e paratie) e pertanto la loro realizzazione è contemplata all'interno della normativa vigente per quanto riguarda la classe di fattibilità 4. Gli aspetti geotecnici e sismici saranno trattati nei capitoli successivi.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	23 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			



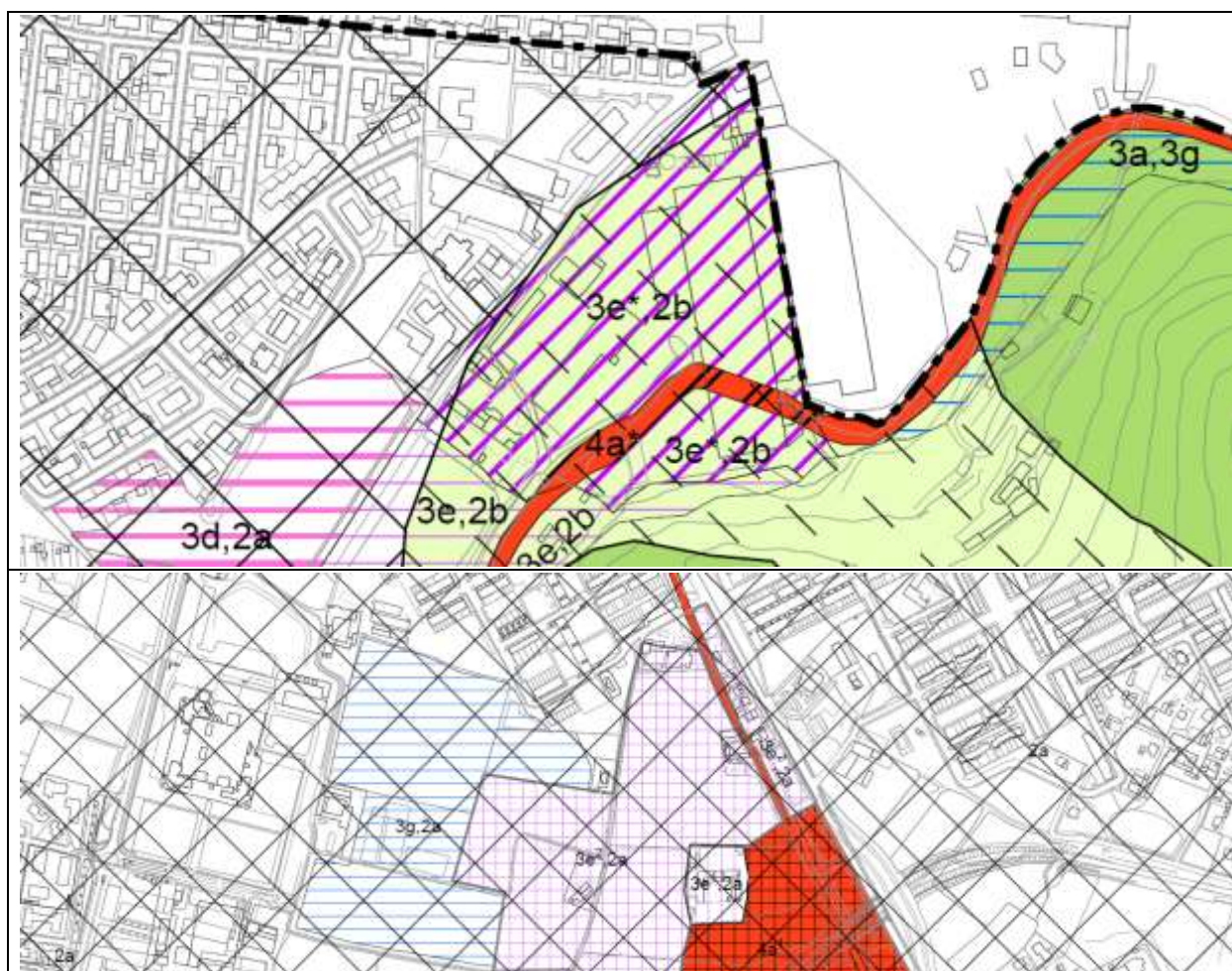


Figura 18 – Stralcio della carta della fattibilità da PGT (in alto : SITO 1; in basso : SITO 2)

### 4.3. Sismicità

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 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 Brescia (codice ISTAT 03017029) come ricadente nella zona 3 (cfr. Figura 19) 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.

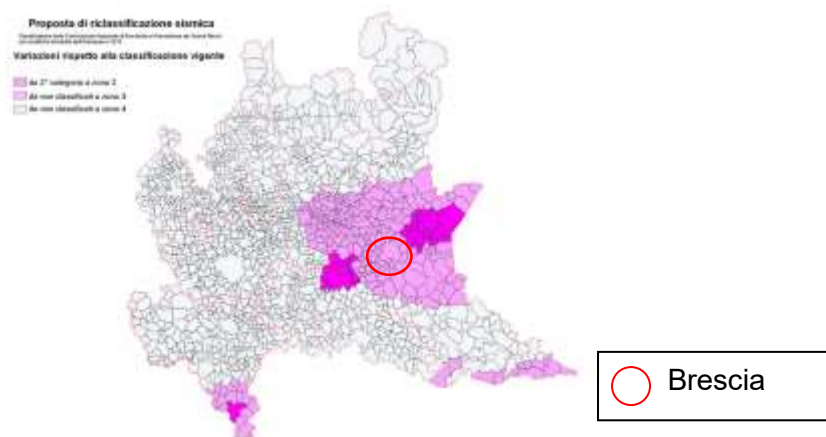


Figura 19 - Proposta di riclassificazione sismica 2003

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 11.10.2015 propone che il comune di Brescia venga classificato come di classe 2, quindi con un'accelerazione orizzontale compresa tra 0,15  $a_g/g$  e 0,25  $a_g/g$  con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (Figura 20). In riferimento alla pericolosità sismica locale (studio di I livello da PGT), il SITO 1 ricade parzialmente in una zona non soggetta ad alcun tipo di amplificazione e parzialmente nella classe Z4b, ovvero *Zona pedemontana di falda di detrito o conoide alluvionale* e quindi classe di pericolosità sismica H2 conseguente a possibili amplificazioni sismiche dovute alla litologia (Figura 21). Il SITO 2 ricade invece classe Z4a, ovvero *Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o*

fluvioglaciali granulari e/o coesivi e quindi classe di pericolosità sismica H2 conseguente a possibili amplificazioni sismiche dovute alla litologia (Figura 22).

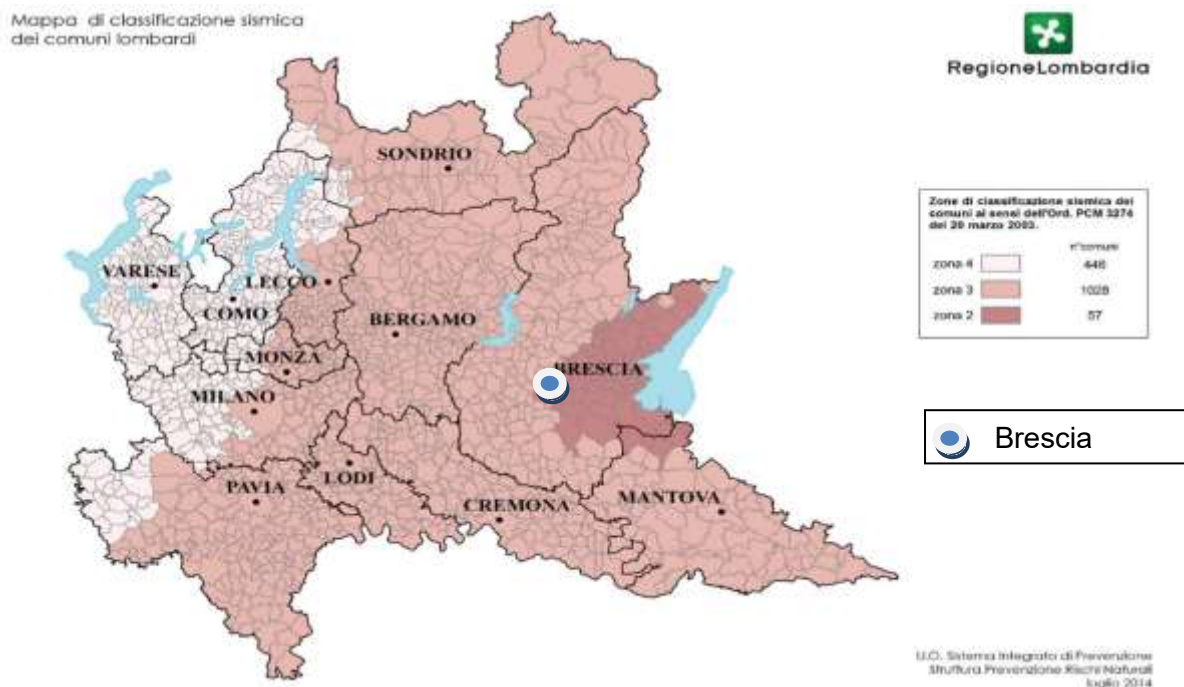


Figura 20 - Riclassificazione sismica 2014

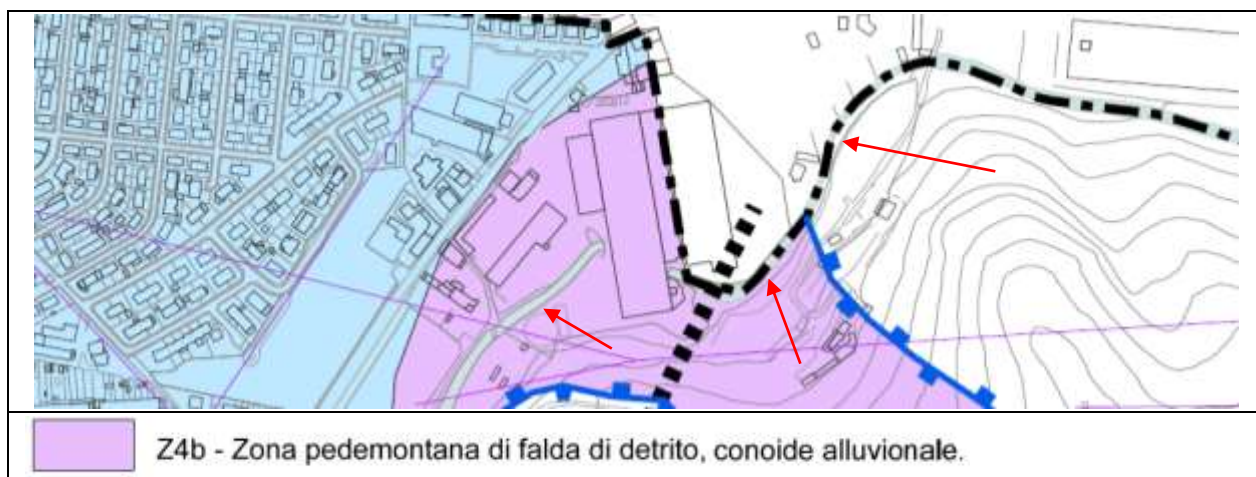


Figura 21 - Carta PSL da PGT (SITO 1)

Dagli approfondimenti eseguiti si escludono amplificazioni morfologiche in entrambi i siti, pertanto si assegna la classe topografica T1. Di seguito sono riportate le 2 analisi sismiche di dettaglio condotte rispettivamente nel SITO 1 (HVSR1) e nel SITO 2 (HVSR2) durante la

campagna geognostica del Settembre 2019 e le analisi sismiche di II livello effettuate sulla base dei dati sito specifici ottenuti dalle due indagini sismiche di dettaglio.




Figura 22 - Carta PSL da PGT (SITO 2)

## 4.4. Indagine sismica

### 4.4.1. Tecnica di misurazione e strumentazione

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 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

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	27 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			




registrare i microtremiti 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  $V_{s30}$ ;
- analizzare la vulnerabilità sismica degli edifici, esistenti o in progetto.

#### 4.4.2. 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

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	28 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			


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.

#### 4.4.3. Profilo velocità delle 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 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:

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	29 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO			
Categoria sottosuolo	Descrizione	Spessore (m)	Vs (m/s)
<b>A</b>	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s30}$ superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 3 m.	Qualsiasi	$\geq 800$
<b>B</b>	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ , compresi fra 360 m/s e 800 m/s ( $N_{spt,30} > 50$ nei terreni a grana grossa o $cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).	$> 30$ m	$\geq 360$ $\leq 800$
<b>C</b>	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ compresi fra 180 e 360 m/s ( $15 < N_{spt,30} < 50$ nei terreni a grana grossa, $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).	$> 30$ m	$\geq 180$ $\leq 360$
<b>D</b>	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ( $N_{spt,30} < 15$ nei terreni a grana grossa, $cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).	$> 30$ m	$< 180$
<b>E</b>	Terreni di tipo C o D per spessore non superiore a 30 m, giacenti su un substrato di riferimento ( $V_{s30} > 800$ m/s).	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 tromografo digitale. 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.

#### 4.4.4. 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:

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

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

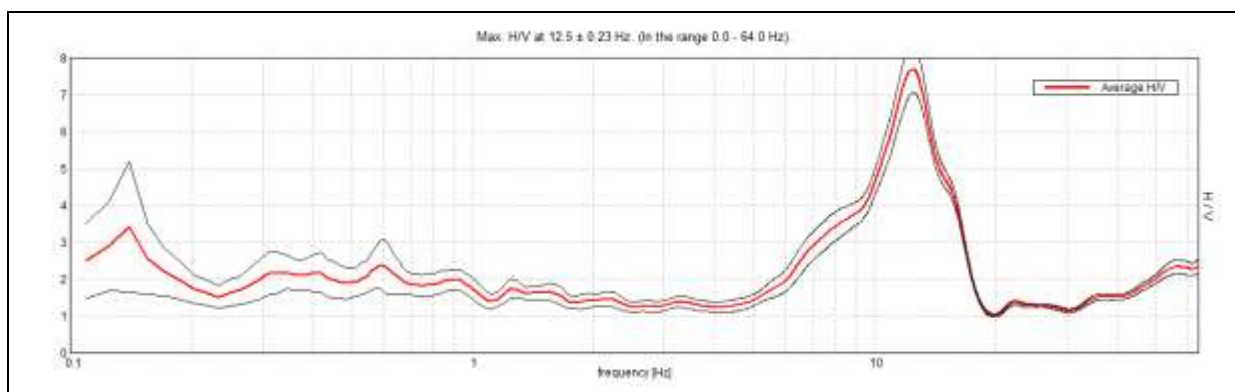
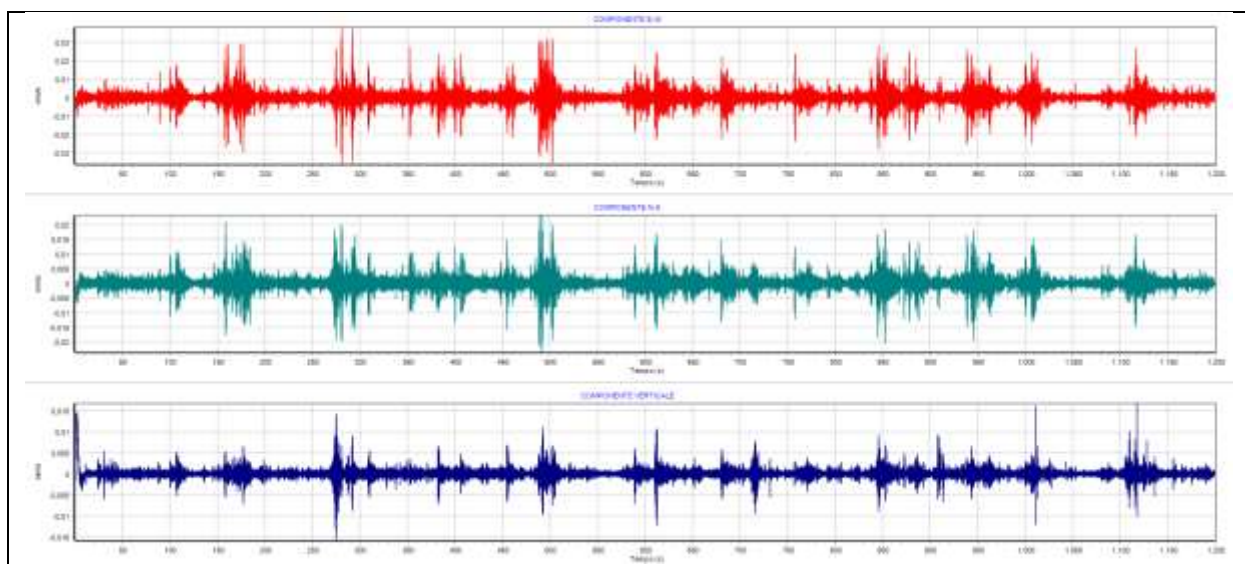
Tipologia	$C_1$
Costruzioni con struttura a telaio in acciaio	0,085
Costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato	0,075
Costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura	0,050

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.

#### 4.4.5. Risultati dell'analisi – HVSr1

Si riportano di seguito in Figura 23 gli spettri H/V e V registrati nel sito di misura denominato SITO 1. 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.



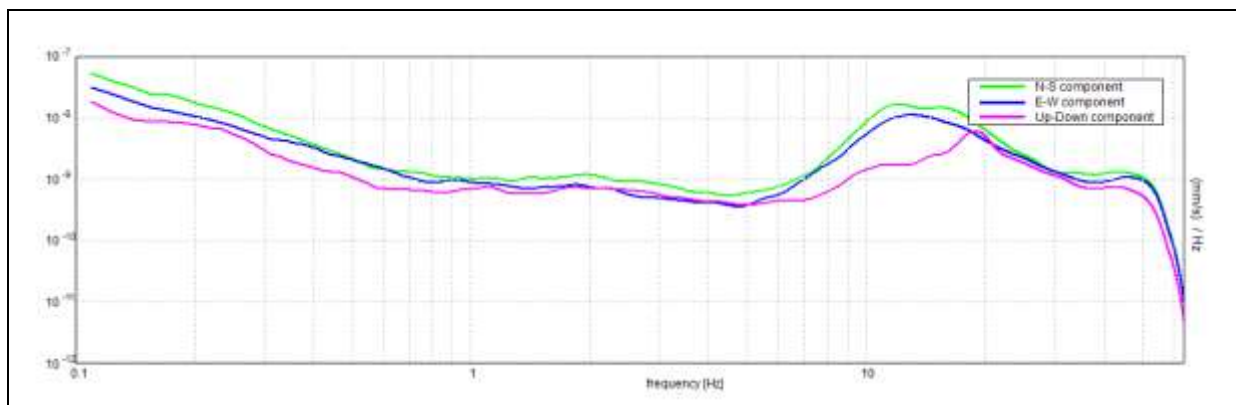


Figura 23 – Andamento degli spettri H/V e V

La curva H/V sintetica è stata modellata in modo da sovrapporsi ai picchi stratigrafici misurati (Figura 24)

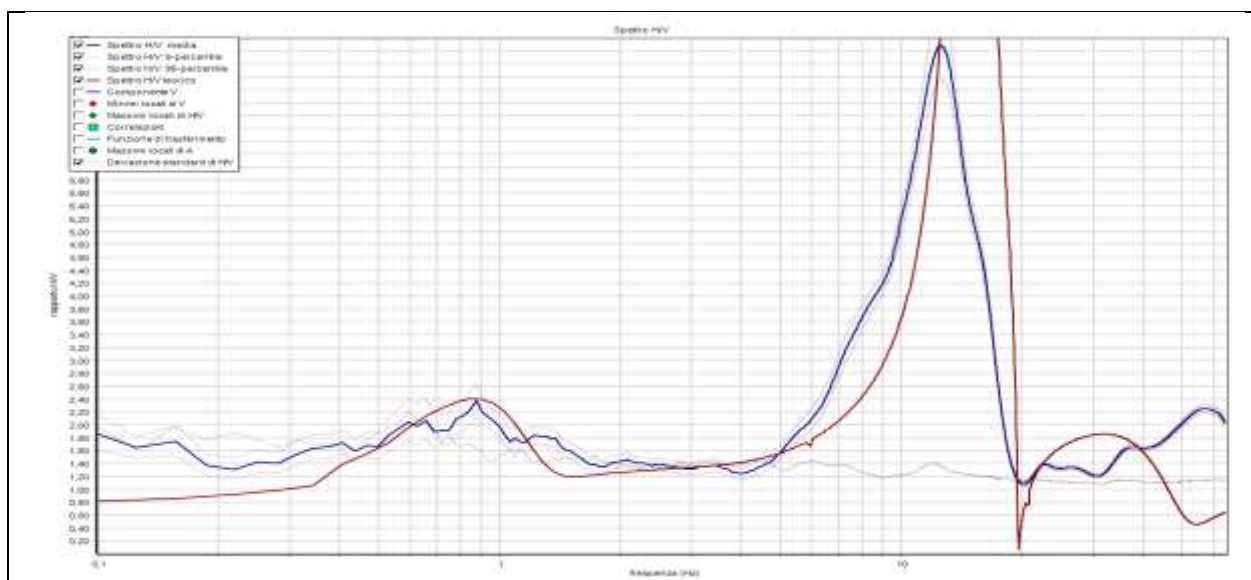


Figura 24 – Curva sintetica H/V

L'inversione ha consentito di ricavare il profilo delle velocità delle onde S in funzione della profondità.

Profondità da (m)	Profondità a (m)	$\Delta z$ (m)	Vs (m/s)	Inversioni di velocità
0.0	0.5	0.5	75	-
0.5	3.3	2.8	165	-
3.3	34.12	30.82	461	-
34.12	158.04	123.92	556	-
Oltre 158.04			1422	-



Il valore di  $V_{seq}$  calcolato da piano campagna è 368 m/s, che pone il sito nella classe di sottosuolo B secondo il D.M. 17.01.2018. Da piano fondazione la categoria è la medesima. La frequenza fondamentale del sito è risultata pari a 0.88 Hz.


#### 4.5. Analisi sismica di II livello (HVSR1)

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 di riferimento sabbiosa (Figura 25) di riferimento. Il periodo di oscillazione fondamentale (inverso della frequenza fondamentale) della colonna lito-stratigrafica è stato valutato direttamente con l'indagine geofisica ed è risultato uguale a 1.13 s. Utilizzando questo dato si sono ricavati i seguenti valori di  $F_a$ :

$F_a$  (nell'intervallo 0.1-0.5 s) =  $1.0 \pm 0.1 < 1.4$  (soglia di Normativa per il Comune in esame)

$F_a$  (nell'intervallo 0.5-1.5 s) =  $1.6 \pm 0.1 < 1.7$  (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 Brescia (1.4 e 1.7 rispettivamente). I valori di  $F_a$  calcolati risultano inferiori a quelli proposti dalla vigente normativa. La normativa vigente risulta sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica del sito, pertanto sarà possibile applicare gli spettri previsti dalla normativa senza procedere con ulteriori approfondimenti (analisi di III livello) o declassare il sito alla categoria di sottosuolo superiore.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	34 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

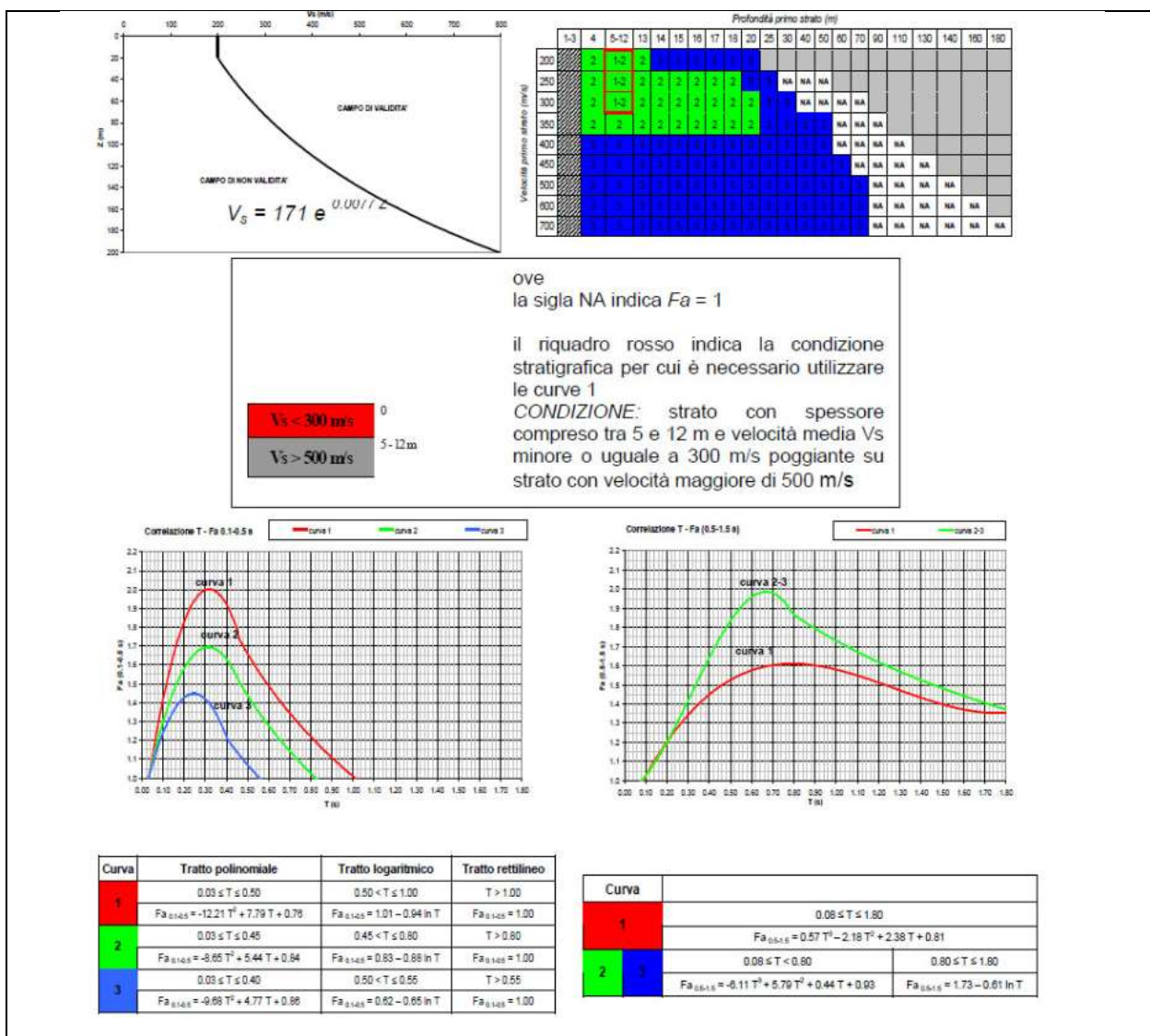


Figura 25 - Stima effetti litologici – Scheda sabbiosa

La 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)
Geofisici (Vs)	Alta	Da indagini dirette (sondaggi a carotaggio continuo)
	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 26 – Livelli di attendibilità (Tab 3 - All. 5 D.g.r. 28 Maggio 2008 n. 8/7374)

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	35 di 76
A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900				

#### 4.5.1. Risultati dell'analisi – HVSr2

Si riportano di seguito in Figura 27 gli spettri H/V e V registrati nel sito di misura denominato SITO 2. 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.

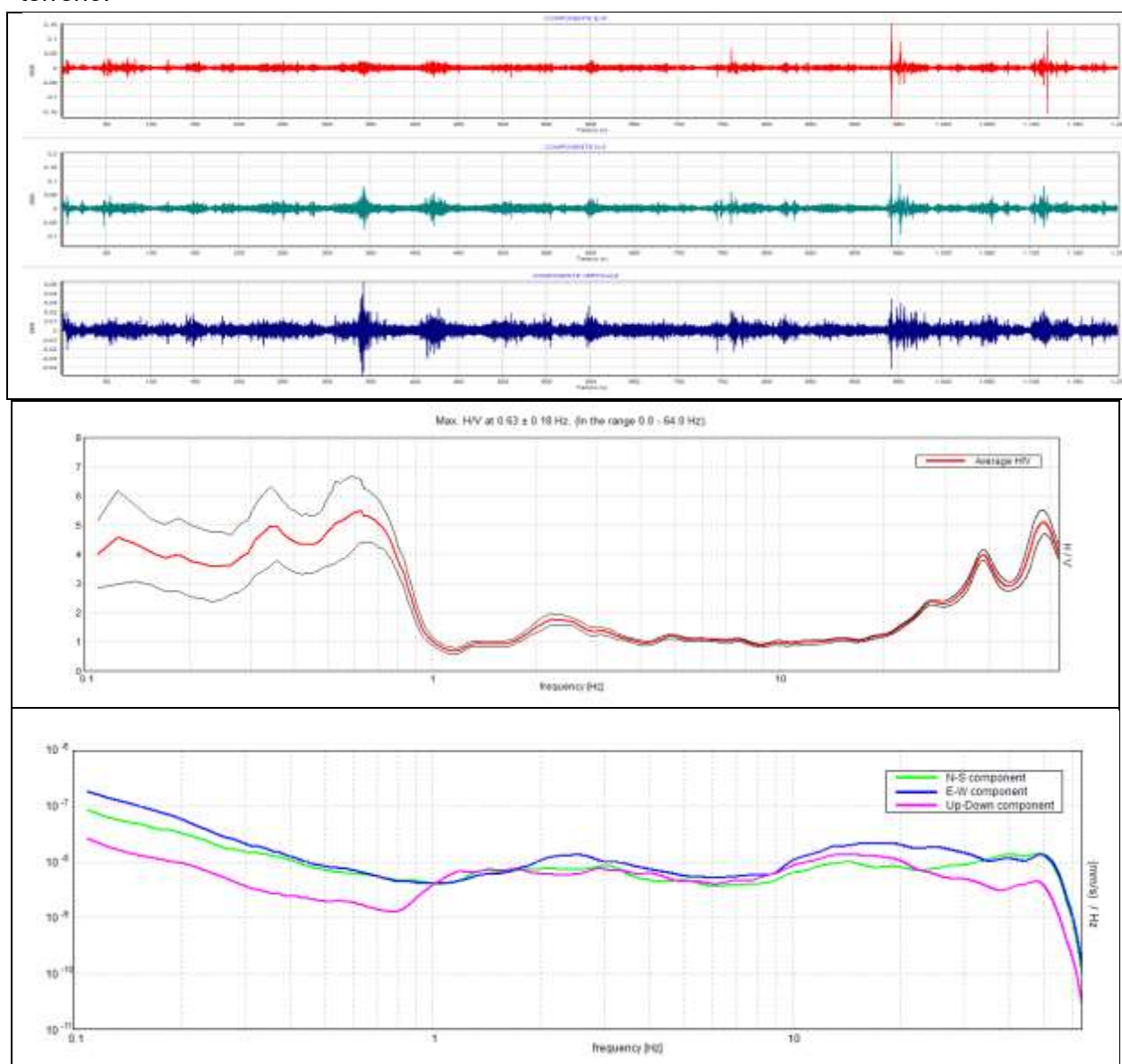



Figura 27 – Andamento degli spettri H/V e V

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	36 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			



La curva H/V sintetica è stata modellata in modo da sovrapporsi ai picchi stratigrafici misurati (Figura 28)

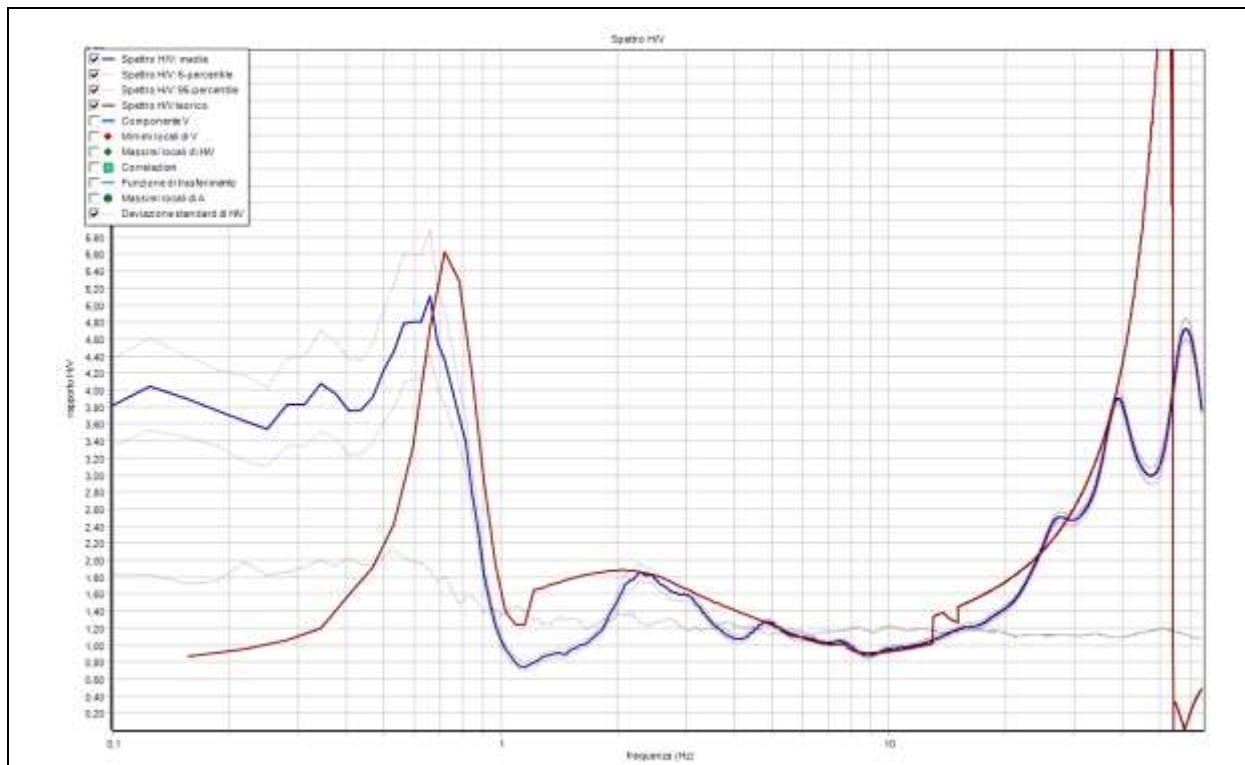


Figura 28 – Curva sintetica H/V

L'inversione ha consentito di ricavare il profilo delle velocità delle onde S in funzione della profondità.

Profondità da (m) a (m)		$\Delta z$ (m)	Vs (m/s)	Inversioni di velocità
0.0	0.7	0.7	109	-
0.7	9.85	9.15	294	-
9.85	15.46	5.61	299	-
15.46	51.43	35.97	475	-
51.43	281.52	230.09	743	-
Oltre 281.52			2969	-

Il valore di Vseq calcolato da piano campagna è 345 m/s, che pone il sito nella classe di sottosuolo C secondo il D.M. 17.01.2018. La frequenza fondamentale del sito è risultata pari a 2.31 Hz.

## 4.6. Analisi sismica di II livello (HVS2)

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 di riferimento sabbiosa (Figura 29) di riferimento. Il periodo di oscillazione fondamentale (inverso della frequenza fondamentale) della colonna lito-stratigrafica è stato valutato direttamente con l'indagine geofisica ed è risultato uguale a 0.43 s. Utilizzando questo dato si sono ricavati i seguenti valori di Fa:

Fa (nell'intervallo 0.1-0.5 s) =  $1.6 \pm 0.1 < 1.8$  (soglia di Normativa per il Comune in esame)

Fa (nell'intervallo 0.5-1.5 s) =  $1.7 \pm 0.1 < 2.4$  (soglia di Normativa per il Comune in esame)

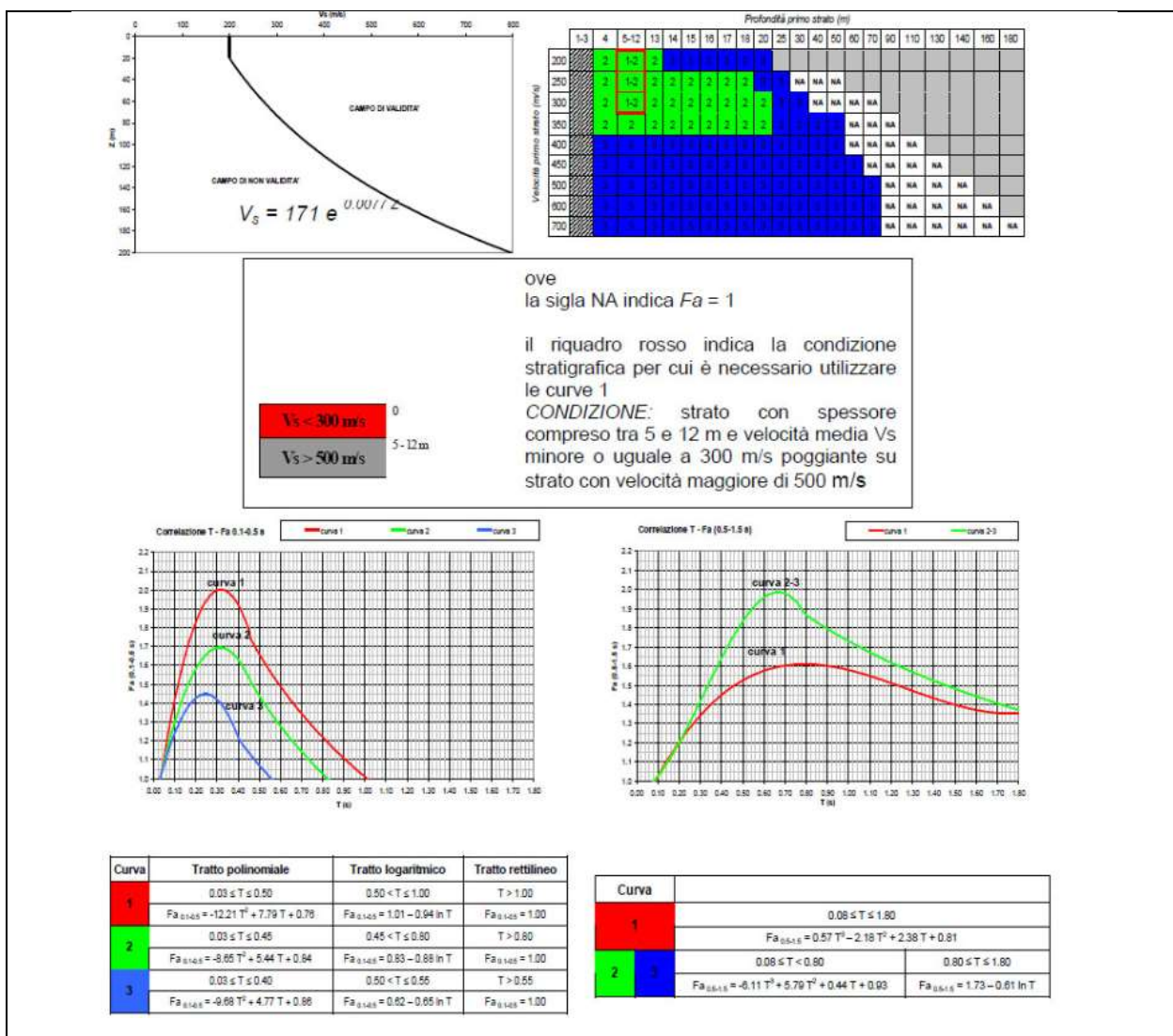


Figura 29 - Stima effetti litologici – Scheda sabbiosa

Questi valori sono stati confrontati con quelli di soglia previsti dalla Normativa regionale, nel caso di sottosuolo di tipo C per il Comune di Brescia (1.8 e 2.4 rispettivamente). I valori di  $F_a$  calcolati risultano inferiori a quelli proposti dalla vigente normativa. La normativa vigente risulta sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica del sito, pertanto sarà possibile applicare gli spettri previsti dalla normativa senza procedere con ulteriori approfondimenti (analisi di III livello) o declassare il sito alla categoria di sottosuolo superiore. La 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 30 – Livelli di attendibilità (Tab 3 - All. 5 D.g.r. 28 Maggio 2008 n. 8/7374)

## 4.7. 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 per il SITO 1 sono leggibili direttamente nello schema di Figura 31, quelli utilizzati per il SITO 2 sono leggibili nello schema di Figura 33. Con riferimento alle nuove costruzioni si rimanda ai criteri di calcolo previsti dalla nuova normativa.



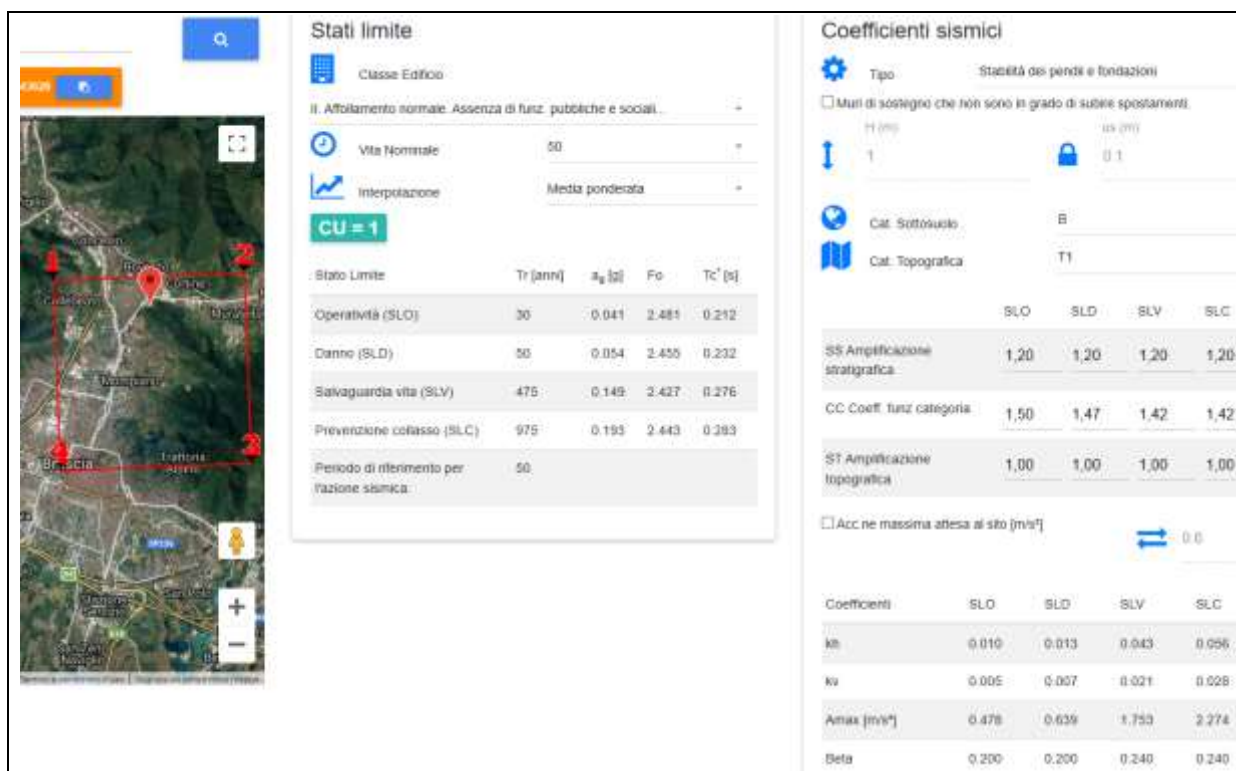


Figura 31 – Calcolo dei parametri sismici dell'area (SITO 1)

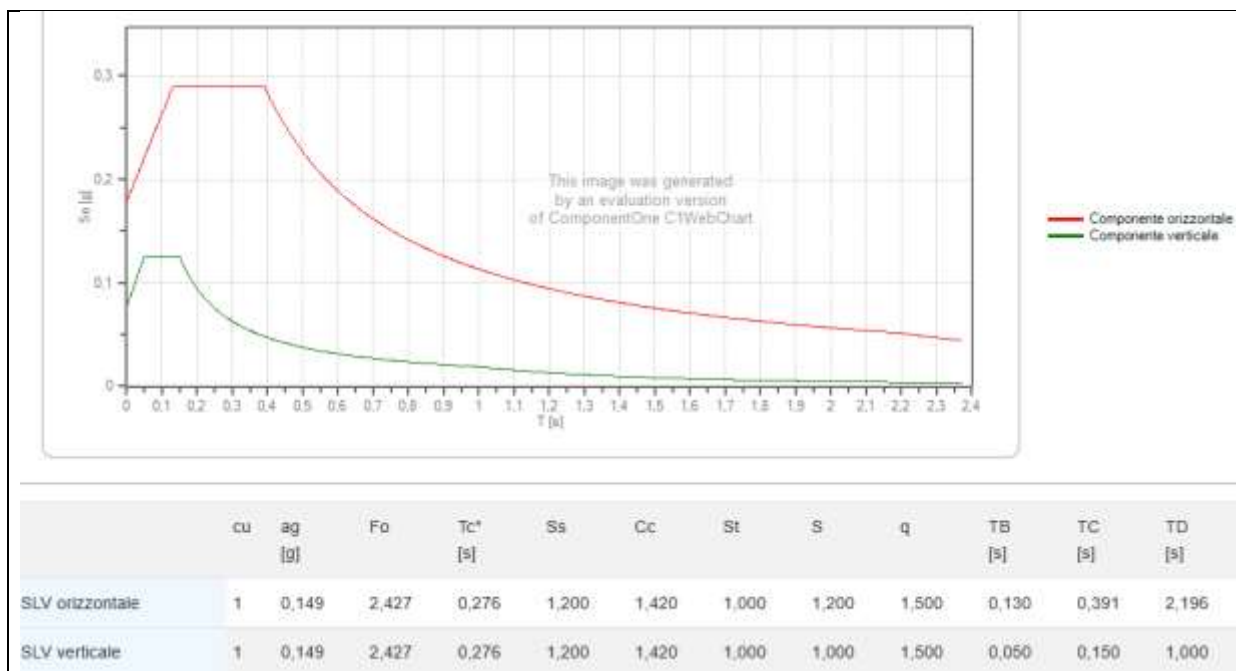


Figura 32 – Spettri di progetto SLV (SITO 1)

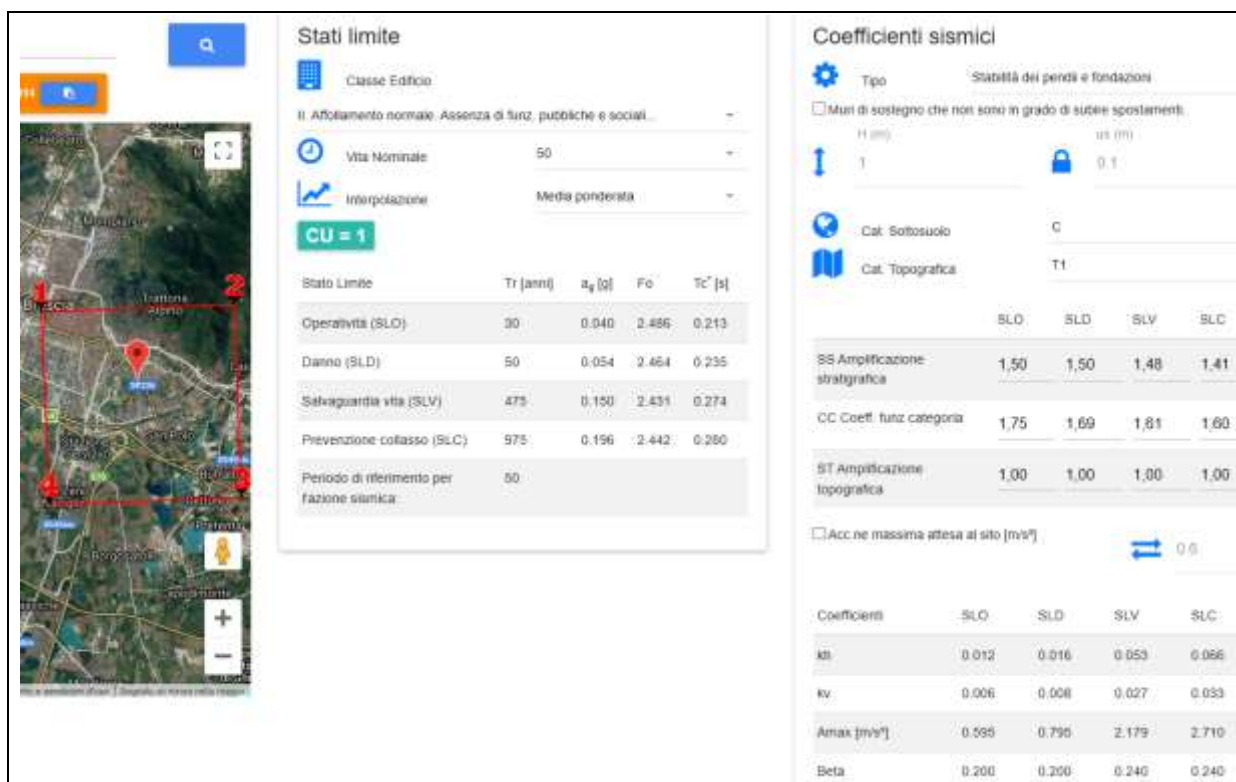


Figura 33 – Calcolo dei parametri sismici dell'area (SITO 2)

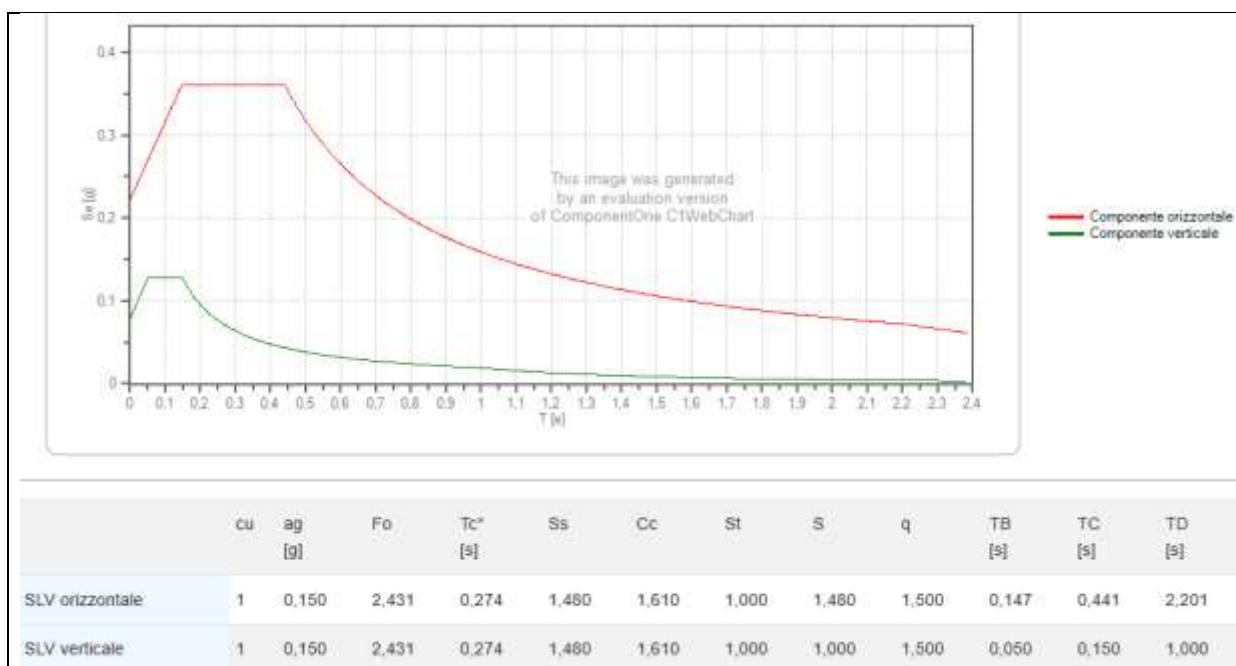
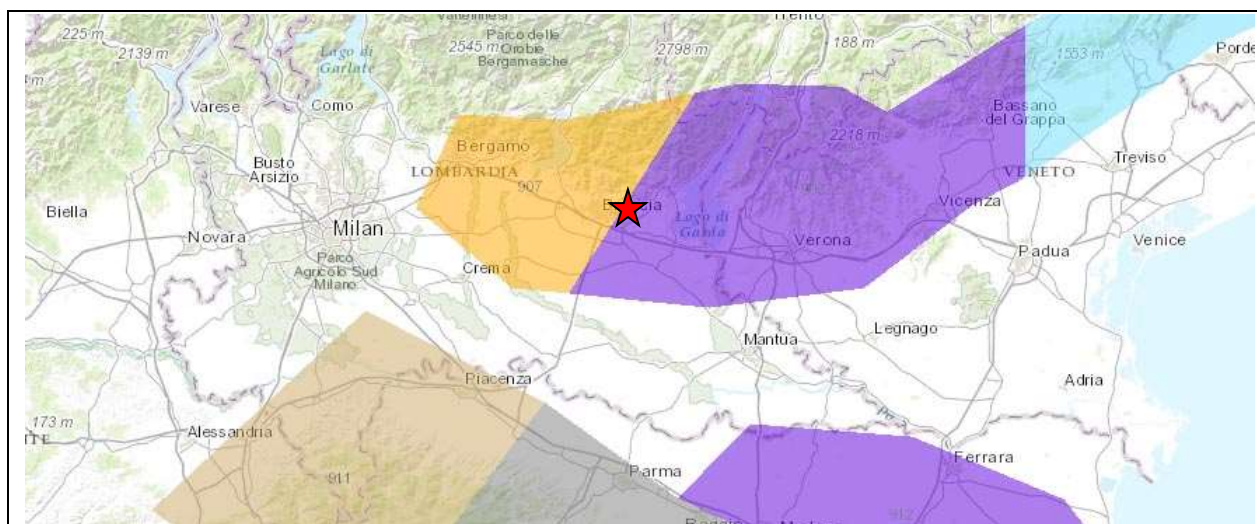


Figura 34 – Spettri di progetto SLV (SITO 2)


## 4.8. Stima della magnitudo di riferimento

Nel settore di appartenenza del comune di Brescia 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 35 – 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 geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	42 di 76
	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. I siti in esame secondo il modello sismotettonico riassunto nella zonazione sismogenetica ZS9 ricadono al confine tra la zona sorgente 907 e 906 (Figura 35). E' possibile effettuare il calcolo della magnitudo di riferimento 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 un valore univoco della magnitudo, della distanza e del tempo di ritorno; ciò lo rende utilizzabile ai fini progettuali nelle verifiche agli stati limite. 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.

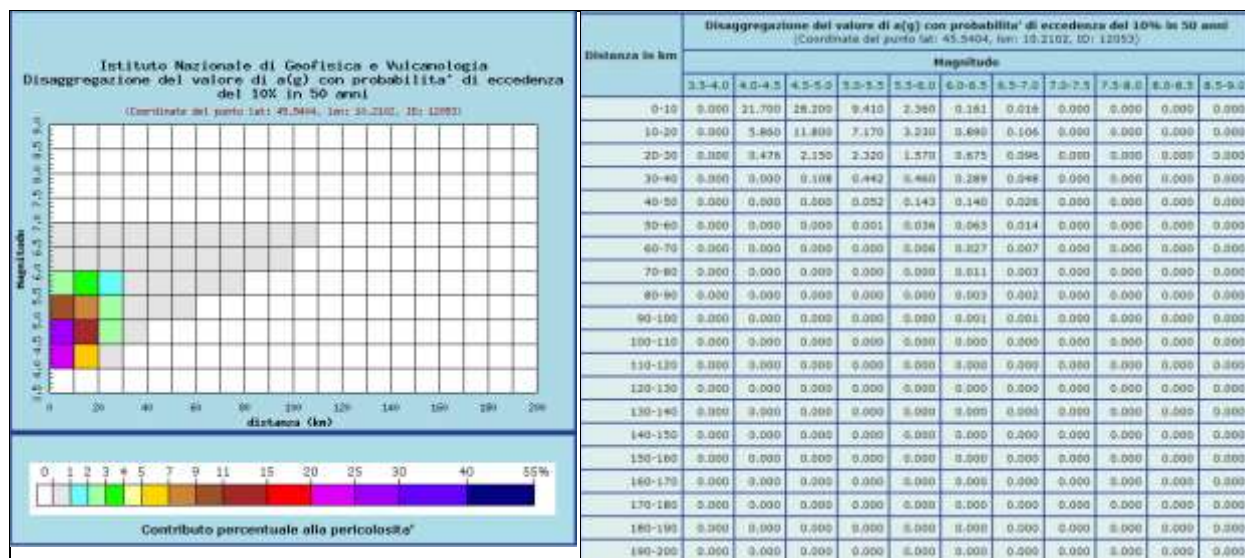



Figura 36 - Verifica Magnitudo

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°. Per ogni singolo nodo della griglia di riferimento è possibile

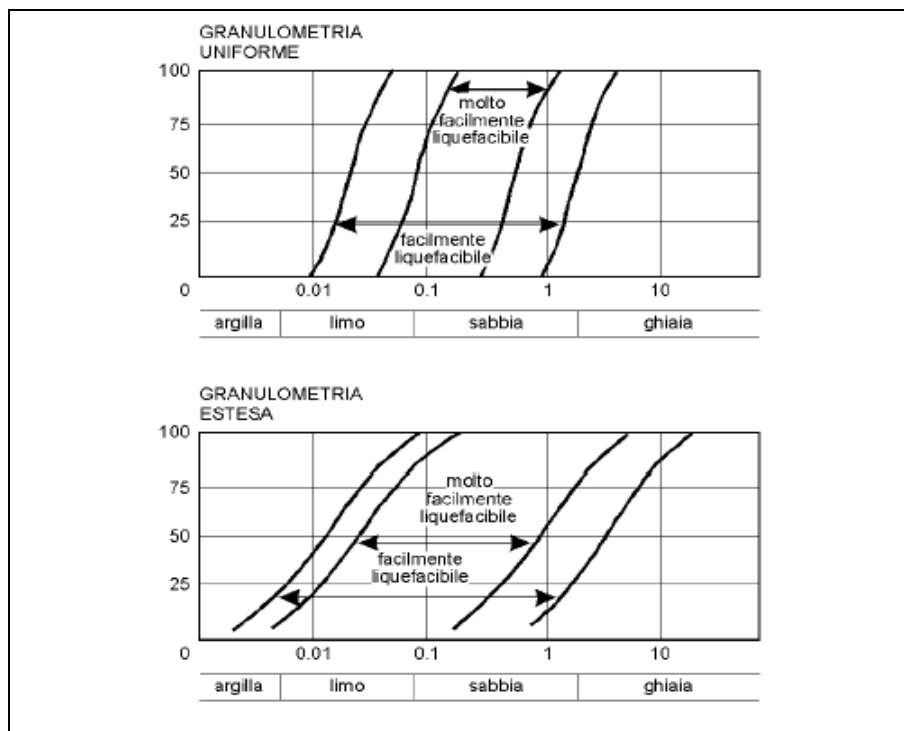
richiedere il dettaglio in forma grafica e tabellare dell'analisi di disaggregazione (vale a dire il contributo delle possibili coppie di valori di magnitudo-distanza alla pericolosità del nodo) della relativa **a(g)**. Per il comune di Brescia il valore medio di riferimento propone una magnitudo pari a 4.84 ad una distanza di 9.87 km. Il valore non è però riferito alla magnitudo momento Mw, 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 40 km si raggiunge un valore superiore al 90% per magnitudo fino a 5.5.

#### 4.9. 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 geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	44 di 76
	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 37.



**Figura 37 – 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:

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

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:

$$CSR = \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF}$$

dove:

- $a_{max}$  = accelerazione sismica massima;  
 $g$  = accelerazione di gravità = 980.7 cm/s<sup>2</sup>;  
 $\sigma_{v0}$  = pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;  
 $\sigma'_{v0}$  = 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)

$$CRR = 0,022 \cdot \left( \frac{K_c \cdot V_{s1}}{100} \right)^2 + \frac{2.8}{(V_{s1C} - K_c \cdot V_{s1})} - \frac{2.8}{V_{s1C}} \quad CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF}$$

In corrispondenza del SITO 1 la verifica è stata omessa in ragione della tipologia di depositi rilevati in sito e della notevole soggiacenza della falda. In tutti gli strati indagati sono verificate le condizioni di sicurezza di cui sopra. In corrispondenza del SITO 2, invece, si è proceduto con la verifica numerica alla liquefazione. In questo caso, per l'analisi, ci si è riferiti alla prova HVSR2 e si sono considerati 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, con particolare riferimento all'andamento delle velocità Vs. 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 Vs caratteristico secondo i seguenti modelli (da indagine HVSR):

1° strato: velocità media onde Vs 109 m/sec spessore medio 0.70 m

2° strato: velocità media onde Vs 294 m/sec spessore medio 9.15 m

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	46 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

3° strato: velocità media onde Vs 299 m/sec spessore medio 5.61 m

4° strato: velocità media onde Vs 475 m/sec spessore medio 14.54 m

Per il profilo è stata considerata un'accelerazione pari a 0.222 g ( $0.150 \times 1.48$ ) ricavata dal valore dello stato limite SLV moltiplicata per il coefficiente di amplificazione stratigrafica (1.48) e una soggiacenza cautelativa di 10.00 metri. Il calcolo ha verificato che il coefficiente di sicurezza Fs è per tutto il profilo superiore a 1. Di conseguenza il coefficiente Ic è pari a 0.0 indicando un rischio molto basso (Figura 38).

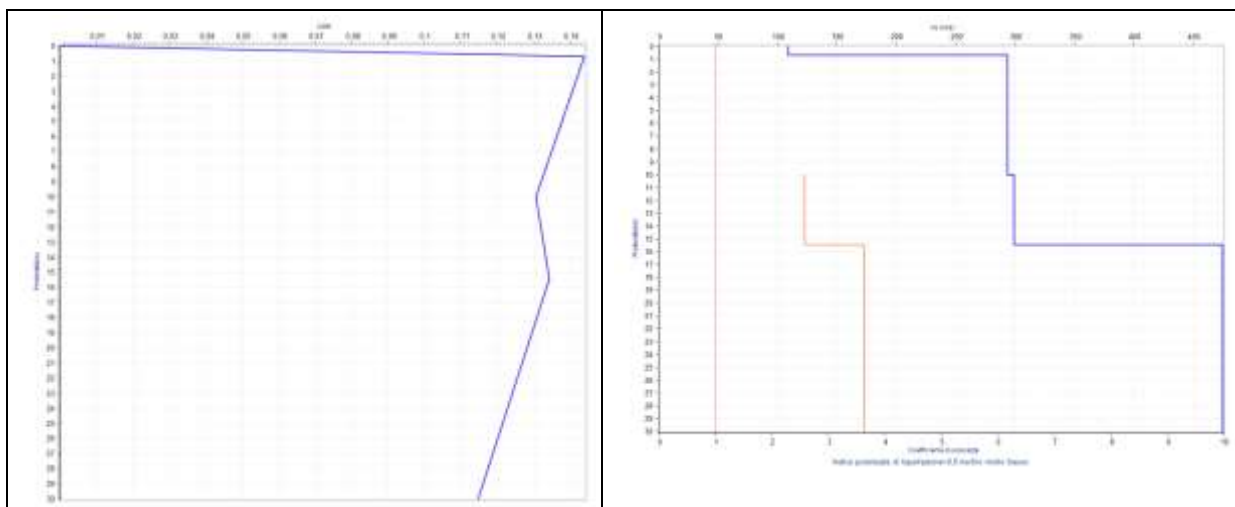


Figura 38 – Andamento del coefficiente CSR e Fs con la profondità (linea arancione)

## 5. 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, e dai dati bibliografici validi per litologie simili. Nelle aree in esame sono state eseguite complessivamente n. 5 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH) e n. 2 prove penetrometriche statiche (CPT). La prova penetrometrica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi  $\delta$ ) misurando il numero di colpi N necessari al suo avanzamento, effettuati da un maglio di dimensioni e volata predefinite (Figura 39). La prova statica prevede l'avanzamento mediante la spinta prodotta da martinetti idraulici e la conseguente lettura della resistenza all'avanzamento ogni 20 centimetri.


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 39 – 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. Nella prova penetrometrica dinamica, invece, 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 geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	48 di 76
	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(20)
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.

Il risultato delle prove penetrometriche è riportato in Allegato 2, completo dei diagrammi e delle letture, mentre l'ubicazione delle indagini è riportata in Allegato 1.



**Figura 40 – Postazioni prove penetrometriche ottobre 2019**

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

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	50 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			


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 2018. Sulla base delle correlazioni effettuate si è optato per la definizione di n. 4 modelli geotecnici così schematizzati partendo dal piano campagna:

**MODELLO “GARZA NORD”- SITO 1 – TRATTO A (cfr. prove P1 e P2)**

**STRATO A:** da – 0.00 sino a – 1.00 m: suolo/terreno rimaneggiato. Parametri caratteristici:  $\varphi_k = 29^\circ$   $\gamma = 1.8 \text{ kg/dm}^3$ .

**STRATO B:** da – 1.00 sino a – 10.50 m: depositi granulari mediamente addensati. Parametri caratteristici:  $\varphi_k = 31^\circ$   $\gamma = 1.8 \text{ kg/dm}^3$ .

**MODELLO “GARZA NORD”- SITO 1 – TRATTO B (cfr. prova P3)**

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	51 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

**STRATO A:** da - 0.00 sino a - 1.50 m: depositi granulari mediamente addensati.

Parametri caratteristici:  $\varphi_k = 30^\circ$   $\gamma = 1.8 \text{ kg/dm}^3$ .

**STRATO B:** da - 1.50 sino a - 4.80 m: depositi granulari addensati. Parametri

caratteristici:  $\varphi_k = 35^\circ$   $\gamma = 1.9 \text{ kg/dm}^3$ .

**MODELLO "GARZA SUD"- SITO 2 – SPONDA SX (cfr. prove P4 e P5)**

**STRATO A:** da - 0.00 sino a - 2.00 m: depositi granulari mediamente addensati.

Parametri caratteristici:  $\varphi_k = 32^\circ$   $\gamma = 1.8 \text{ kg/dm}^3$ .

**STRATO B:** da - 2.00 sino a - 5.00 m: depositi granulari mediamente addensati.

Parametri caratteristici:  $\varphi_k = 30^\circ$   $\gamma = 1.8 \text{ kg/dm}^3$ .

**STRATO B:** da - 5.00 sino a - 9.00 m: depositi granulari addensati. Parametri

caratteristici:  $\varphi_k = 35^\circ$   $\gamma = 1.9 \text{ kg/dm}^3$ .

**MODELLO "GARZA SUD"- SITO 2 – SPONDA DX (cfr. prove P6 e P6bis)**

**STRATO A:** da - 0.00 sino a - 3.00 m: depositi prevalentemente granulari mediamente

addensati. Parametri caratteristici:  $\varphi_k = 30^\circ$   $\gamma = 1.8 \text{ kg/dm}^3$ .


**STRATO B:** da - 2.00 sino a - 7.80 m: depositi granulari addensati. Parametri

caratteristici:  $\varphi_k = 35^\circ$   $\gamma = 1.9 \text{ kg/dm}^3$ .

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 delle prove sismiche effettuata il profilo stratigrafico dei terreni di fondazione del SITO 1 è classificabile come **tipo B**, mentre il profilo stratigrafico dei terreni di fondazione del SITO 2 è classificabile come **tipo C** secondo i disposti della Ordinanza del Presidente del Consiglio 20 marzo 2003 n.3274 e successive modifiche.

## 5.1. 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

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	52 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			




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. Nell'ipotesi di progetto è prevista la realizzazione di:

- Difese spondali in pietrame nel SITO 1 – tratto A
- Nuova paratoia a Clapet nel SITO 1 – tratto B
- Nuovo muro arginale nel SITO 2 – sponda sx
- Nuovo muro arginale nel SITO 2 – sponda dx

Il calcolo delle soluzioni fondali, pertanto verrà effettuato nel caso della **nuova paratoia a Clapet** e dei **nuovi muri arginali**. Nel caso della nuova paratoia verrà considerato l'impiego di fondazioni lineari aventi un incastro pari a 0.50 m, compreso il magrone di fondazione, posate a circa 1.00 m da p.c.. Nel caso del nuovo muro arginale che verrà realizzato in corrispondenza del SITO 2 – sponda sx il calcolo delle soluzioni fondali verrà effettuato considerando fondazioni lineari aventi incastro pari a 0.50 m, compreso il magrone di fondazione, posate a 0.90 m da p.c.. Infine, nel caso del muro arginale che verrà realizzato in corrispondenza del SITO 2 - sponda dx, verrà considerato l'impiego di fondazioni lineari aventi incastro pari a 0.50 m, posate a circa 1.00 m da p.c.. In quest'ultimo caso il piano di posa dovrà essere meglio valutato durante la realizzazione delle fondazioni, in quanto in corrispondenza di questo sito è presente una tubazione in cemento di grandi dimensioni che percorre l'intero corpo arginale come rappresentato in . Considerata la natura dei terreni ed il loro grado di addensamento si ritiene che l'approfondimento delle indagini svolte sia sufficiente per un corretto calcolo della capacità portante. *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 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.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	53 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

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



Figura 41 – Tubazione ricavata nel corpo arginale

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	54 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

## 5.2. 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 disegualianza:

$$Ed \leq Rd$$

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.

### 5.2.1. 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:


#### **GARZA NORD – SITO 1 – TRATTO B (nuova paratoia)**

**combinazione fondamentale  $Rd = 2.3 \text{ Kg/cm}^2$**

**combinazione sismica  $Rd = 1.7 \text{ Kg/cm}^2$**

#### **GARZA SUD – SITO 2 – SPONDA SX (nuovo muro arginale)**

**combinazione fondamentale  $Rd = 2.5 \text{ Kg/cm}^2$**

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	55 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

combinazione sismica  $R_d = 1.6 \text{ Kg/cm}^2$

**GARZA SUD – SITO 2 – SPONDA DX (nuovo muro arginale)**

combinazione fondamentale  $R_d = 2.0 \text{ Kg/cm}^2$

combinazione sismica  $R_d = 1.4 \text{ Kg/cm}^2$

Nel dimensionamento delle fondazioni è tuttavia necessario tener conto non solo della resistenza alla rottura 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 sovraccarico di esercizio (SLE) da attribuire ai depositi indagati in modo che i cedimenti derivati siano compatibili con le strutture in progetto.

**5.2.2. 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:

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


Nella quale  $N_{sd}$  è il valore di calcolo della forza verticale,  $\delta$  è l'angolo di resistenza al taglio alla base del plinto,  $c_a$  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 risulta:

**GARZA NORD – SITO 1 – TRATTO B (nuova paratoia) →  $R_d = 0.16 \text{ Kg/cm}^2$**

(considerando un carico di fondazione, ossia un carico di esercizio SLE, pari a  $0.40 \text{ kg/cm}^2$ )

**GARZA SUD – SITO 2 – SPONDA SX (nuovo muro arginale) →  $R_d = 0.20 \text{ Kg/cm}^2$**

(considerando un carico di fondazione, ossia un carico di esercizio SLE, pari a  $0.40 \text{ kg/cm}^2$ )

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	56 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			



**GARZA SUD – SITO 2 – SPONDA DX (nuovo muro arginale) →  $R_d = 0.16 \text{ Kg/cm}^2$**

(considerando un carico di fondazione, ossia un carico di esercizio SLE, pari a  $0.40 \text{ kg/cm}^2$ )


### 5.3. Calcolo dei cedimenti

Il cedimento di una fondazione è riconducibile allo stato limite di esercizio della struttura (SLE), ed in questo caso i valori caratteristici dei parametri geotecnici sono uguali ai valori di progetto ( $f_d = f_k$ ). Inoltre i coefficienti parziali sulle azioni A e sui parametri di resistenza R sono sempre unitari:  $A_1 + M_1 + R_1$ . Il calcolo dei cedimenti indotti sul terreno dal carico trasmesso dalle fondazioni delle opere in progetto è stato effettuato sulla base del modello geotecnico; l'andamento dell'incremento di pressione verticale con la profondità è stato calcolato nell'ipotesi di validità della teoria di Bousinnesq per un punto in asse alla fondazione. I cedimenti sono dovuti alla deformazione elastica e plastica del terreno e, nel caso di terreni poco permeabili (argille e limi), al processo di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno (consolidazione). In quanto le caratteristiche geotecniche del terreno variano da punto a punto, così come spesso variano da punto a punto anche le condizioni di carico, i cedimenti possono assumere localmente valori differenti. Il cedimento calcolato in un punto prende il nome di cedimento assoluto; la differenza fra i cedimenti assoluti misurati in due o più punti prende il nome di cedimento differenziale. Il cedimento assoluto totale è dato dalla somma di tre componenti:

$$S_{tot} = S_{imm} + S_{con} + S_{sec}$$

$S_{imm}$  = **cedimento immediato**, dovuto alla deformazione iniziale, senza variazione di volume, del terreno caricato; è prevalente nei terreni incoerenti (coesione=0), trascurabile in quelli coesivi (coesione>0);

$S_{con}$  = **cedimento di consolidazione**, legato alla variazione di volume del terreno saturo, in seguito alla lenta espulsione dell'acqua contenuta al suo interno; è dominante nei terreni coesivi, poco permeabili, e trascurabile in quelli incoerenti (da mediamente a molto permeabili);

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	57 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

$S_{sec}$  = **cedimento secondario**, dovuto alla deformazione viscosa dello scheletro solido del terreno; normalmente trascurabile in tutti i tipi di terreno.

I cedimenti sono stati calcolati mediante la relazione elaborata da Burland e Burbidge nella quale viene correlato un indice di compressibilità  $I_c$  al risultato  $N$  della prova penetrometrica dinamica:

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

dove:

$q'$  = pressione efficace lorda;

$\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

$B$  = larghezza della fondazione;


$I_c$  = indice di compressibilità;

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

Le fondazioni sono state considerate rigide. Da questa formula, imponendo un carico di esercizio (SLE) sulla fondazione (lineare) pari a  $0.40 \text{ kg/cm}^2$ , si ricavano valori dei cedimenti trascurabili nel caso della nuova paratia che verrà realizzata nel SITO 1 – tratto B e nel caso del nuovo muro arginale che verrà realizzato nel SITO 2 – sponda dx. Imponendo un carico di esercizio (SLE) sulla fondazione (lineare) pari a  $0.40 \text{ kg/cm}^2$ , si ricavano valori trascurabili dei cedimenti nel caso del nuovo muro arginale che verrà realizzato nel SITO 2 – sponda sx. Il procedimento fornisce i valori dei cedimenti corrispondenti alla sola componente immediata, quella secondaria viene considerata trascurabile. I valori sono risultati conformi con il grado di addensamento rilevato nei depositi. Si consiglia di non superare i valori di esercizio indicati (SLE) al fine di contenere i cedimenti.

## 5.4. Terre da scavo


Si ricorda che tutte le opere che prevedono la produzione di terre da scavo (fondazioni, interrati, sbancamenti etc) sono normate dal D.Lgs 3 aprile 2006 n. 152 (Norme in materia ambientale) e dai relativi Allegati come modificato dal D. lgs. 4/2008 dal D. lgs. 205/2010, dal D.M. 10.08.2012 n.161, dalla Legge n.98 del 09.08.2013 conversione del Decreto del Fare e recentemente dal DPR 120 del 13.06.2017 in vigore dal 22.08.2017. In sostanza la legislazione prevede che le terre prodotte dagli scavi siano considerate rifiuto e come tale

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	58 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

debbano essere smaltite, ovvero debbano essere conferite alle discariche autorizzate con la compilazione del formulario. La norma prevede altresì che le terre possano essere esonerate dal regime dei rifiuti purché siano rispettate contemporaneamente le seguenti condizioni:

1. presenza di inquinanti nei limiti di legge
2. effettivo riutilizzo
3. esclusione da preventivi trattamenti per il riutilizzo, ad eccezione delle normali pratiche industriali e di cantiere.

Un ulteriore differenza risiede nella natura autorizzativa dell'opera in progetto che configura scenari diversi nel caso in cui si tratti di Autorizzazione Integrata Ambientale (AIA) o di Verifica di Impatto Ambientale (VIA). In questi casi si applica l'iter previsto dal D.M. 10.08.2012 n.161. Pertanto in tutti gli altri casi, fatte salve le condizioni sopra riportate, i materiali da scavo (di cui all'art.1, comma1, lettera b del D.M. 161/2012) sono sottoposti al regime dei sottoprodotti di cui all'art. 4 del DPR 120 del 13.06.2017, il proponente o il produttore deve attestare il rispetto delle suddette condizioni tramite dichiarazione resa all'Agenzia regionale per la protezione ambientale (ARPA) ai sensi e per gli effetti del Testo Unico del DPR 445/2000. L'Arpa si riserva la facoltà di effettuare il controllo sia su base documentale, attraverso gli atti in possesso dell'Agenzia, sia attraverso controlli diretti in campo ove lo ritenga necessario e provvedere ad effettuare sopralluoghi ed eventuali campionamenti in contraddittorio con il Proponente, finalizzati a verificare il rispetto dei limiti previsti dalla norma e come dichiarato nella certificazione. Qualora in accordo al comma 3 dell'art.71 del DPR 445/2000 Arpa rilevi nelle dichiarazioni ricevute e per gli aspetti ambientali di competenza “ delle irregolarità o delle omissioni rilevabili d'ufficio, non costituenti falsità, dà notizia all'interessato di tale irregolarità. Questi è tenuto alla regolarizzazione o al completamento della dichiarazione; in mancanza il procedimento non ha seguito” e, conseguentemente, i materiali da scavo devono essere considerati rifiuti, e come tali trattati. Medesima conclusione è prevista qualora dai controlli effettuati si dimostri che i materiali di scavo non rispettano i requisiti previsti dall'art.4 del DPR 120 del 13.06.2017, decadendo le


	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	59 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

condizioni per poterli considerare quali sottoprodotti. In questi casi rientrando nel regime normativo dei rifiuti dovranno essere valutate le conseguenti eventuali ipotesi di reato per il Proponente, il Ricevente, il Trasportatore. Si ricorda che i reati in campo ambientale sono soggetti a procedimento penale oltre che amministrativo.

**La nuova normativa ha chiarito in modo preciso anche il trattamento dei materiali di scavo reimpiegati nel cantiere di produzione. Tali materiali sono esentati dal regime dei rifiuti se conformi ai requisiti di cui all'art. 185, comma 1, lettera c, del decreto legislativo 152/2006; la non contaminazione deve essere verificata secondo i disposti dell'allegato 4 del DPR 120/2017.**

## 5.5. Analisi di stabilità a breve termine di pendii naturali

Per la verifica di stabilità a breve termine, in condizioni non drenate, di un pendio omogeneo, con geometria regolare e di altezza limitata si è fatto riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018. Suddette normative si applicano a rilevati, argini di difesa per fiumi, canali e litorali, rinfranchi, rinterri, terrapieni e colmate, scavi per la formazione di piazzali o trincee, oltre che alle pareti di opere di materiali sciolti con specifiche funzioni di drenaggio, filtro, transizione, fondazione, tenuta, protezione ed altre. Per quanto riguarda la *verifica di sicurezza SLU* si utilizza l'Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R2) dove  $\gamma_{R2} = 1.1$ , tenendo conto dei valori dei coefficienti riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I. Il progetto deve definire un profilo di scavo tale che risultino rispettate le prescrizioni di cui al § 6.2.4 e la verifica di sicurezza deve essere condotta con modalità analoga a quella per i manufatti di materiali sciolti. Nel caso di scavi realizzati su pendio deve essere verificata l'influenza dello scavo sulle condizioni di stabilità generale del pendio stesso (Ndr. A2+M2+R2). Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC-18) recitano: *“Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate con metodi che tengano conto della forma e posizione della superficie di scorrimento, dell'assetto strutturale, dei parametri geotecnici e del regime delle pressioni interstiziali. Nel caso di pendii in frana le verifiche di sicurezza devono essere*

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	60 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			




*e eseguite lungo le superfici di scorrimento che meglio approssimano quella/e riconosciuta/e con le indagini. Negli altri casi la verifica di sicurezza deve essere eseguita lungo superfici di scorrimento cinematicamente possibili, in numero sufficiente per ricercare la superficie critica alla quale corrisponde il grado di sicurezza più basso. Il livello di sicurezza è espresso in genere come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile, presa con il suo valore caratteristico, e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento effettiva o potenziale". Il pendio sarà da considerarsi stabile per valori del Fattore di sicurezza calcolati superiori ai Fattori di sicurezza previsti dalla normativa vigente ossia per valori di  $F_s > 1$ .*

Nel caso in studio l'analisi è stata eseguita al fine di verificare la stabilità del pendio a seguito della posa di opere di difesa spondale in pietrame nel SITO 1 – tratto A, che si tradurranno nella realizzazione di scogliere che saranno costituite da grossi blocchi di materiale aventi angolo di attrito interno molto alto. Per tale verifica è stato applicato l'Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R2) come previsto dalla normativa vigente. Per quanto riguarda il metodo utilizzato è stato scelto il *metodo dell'equilibrio limite* basato sulla suddivisione della sezione potenzialmente instabile in conci, a ciascuno dei quali vengono assegnate forze interne (peso proprio del concio) ed esterne (sovraccarichi, spinte idrauliche, resistenza a taglio lungo la superficie di scivolamento). Viene quindi imposta la congruenza delle sollecitazioni scambiate tra conci contigui, ed il problema viene risolto per via numerica. Il metodo di calcolo scelto è stato il *Janbu semplificato*. In questo metodo si pone la condizione che le forze verticali agenti sulle superfici di separazione dei conci siano trascurabili. Di conseguenza i singoli conci interagiscono fra di loro solo attraverso forze orientate lungo l'orizzontale. Questo metodo consente di verificare superfici potenziali di scivolamento di forma qualsiasi ed è un metodo basato sull'equilibrio delle forze agenti. La resistenza al taglio massima disponibile lungo la superficie potenziale di rottura è data, per ogni concio, da:

$$T_i \max = X_i / (1 + Y_i / F_s);$$

$$\text{con } X_i = [c + (g \times h - g_w \times h_w) \times \tan \varphi] \times [1 + (\tan \varphi^2)] \times dx$$

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	61 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

con  $g_w$  = peso di volume dell'acqua;

$h_w$  = altezza dell'acqua sulla base del concio;

$dx$  = lunghezza del concio lungo l'orizzontale;

$\alpha$  = inclinazione del concio sull'orizzontale.

$$Y_i = \tan \alpha \times \tan \varphi$$

La resistenza al taglio mobilitabile lungo il piano di taglio e' per ogni concio data da:


$$T_i \text{ mob} = Z_i$$

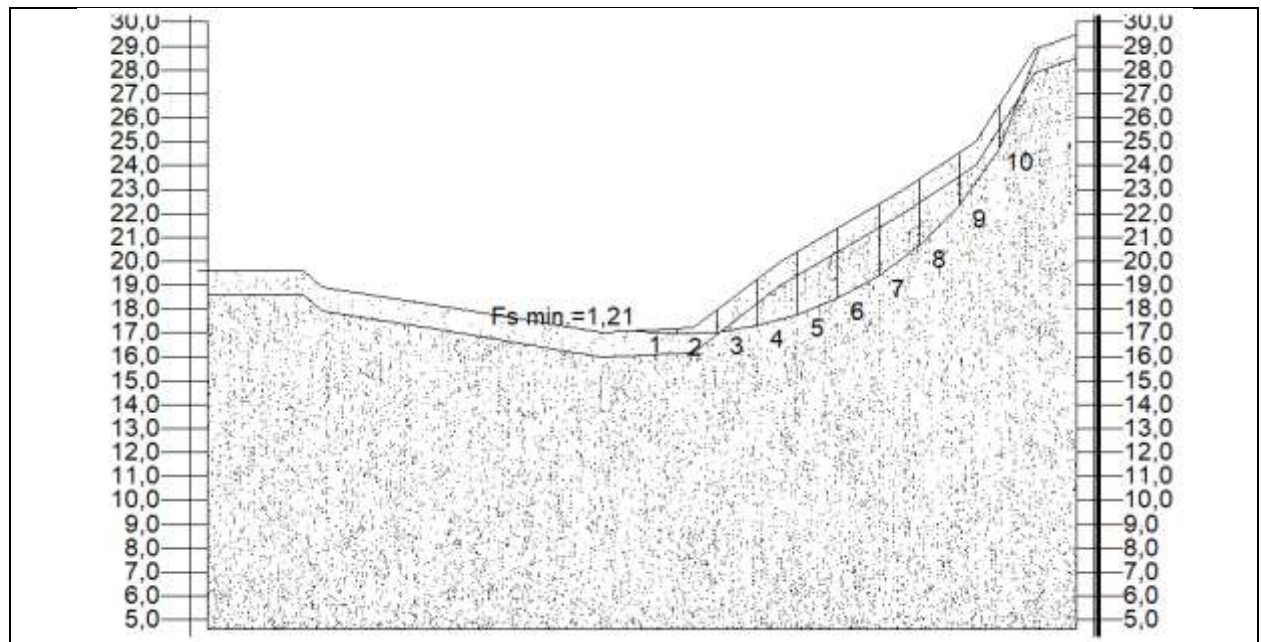
con  $Z_i = g \times h \times dx \times \tan \alpha$

Il coefficiente di sicurezza del pendio viene espresso come segue:

$$F_s = \Sigma(i=1-n)T_i \text{ max} / \Sigma(i=1-n)T_i \text{ mob}$$

Per la verifica del fattore di sicurezza ( $F_s$ ) sono stati inseriti i parametri relativi all'attuale profilo topografico, il numero di conci, posto pari a 10, le superfici da analizzare, poste pari a 100, e la stratigrafia rilevata in campo con rispettivi parametri geotecnici descritti nel precedente capitolo (cfr. MODELLO "GARZA NORD" – SITO 1 – TRATTO A). In questo caso la stratigrafia rilevata è rappresentativa della sponda destra del Torrente. Non essendo tuttavia presenti affioramenti rocciosi visibili sulla sponda sinistra, in via cautelativa, per la verifica di stabilità del versante sono state considerate, sia per la sponda destra che per la sponda sinistra, le caratteristiche geotecniche dei depositi rilevati lungo la sponda destra. Agli strati rilevati in campo è stato attribuito un valore di coesione efficace indicativo e cautelativo pari a  $0.03 \text{ kg/cm}^2$ , valutato sulla base dei dati bibliografici validi per litologie simili. Per verificare la stabilità del sito sono state considerate inoltre superfici circolari ed è stata generata una griglia di centri. La superficie con coefficiente di sicurezza minore risulta avere  $F_s = 1.21$  (Figura 42), superiore ai valori minimi stabiliti dalla normativa vigente (Fa soglia = 1). Per tale motivo il profilo topografico, ottenuto in seguito alla posa della scogliera, è da considerarsi stabile a breve termine. Le opere in progetto prevedono la realizzazione di una scogliera che eserciterà un'azione stabilizzante sulla stabilità globale del pendio, evitando lo scalzamento del piede e migliorando le caratteristiche geotecniche dei terreni più superficiali.

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	62 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			




**Figura 42 – Verifica di stabilità del pendio**

## 6. CONCLUSIONI

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

1. *Le area in studio sono state rinominate SITO 1 e SITO 2. Entrambe ricadono nel comune di Brescia, 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 elevato la classe portandola alla 2.*
2. *Secondo i disposti dell'Ordinanza Presidente del Consiglio n.3274/2003 i terreni di fondazione del SITO 1 sono classificabili come di tipo B, mentre i terreni di fondazione del SITO 2 sono classificabili come di tipo C. L'analisi di II livello ha verificato per entrambi i siti l'adeguatezza dei fattori di amplificazione Fa regionali.*
3. *Il profilo topografico di riferimento per entrambi i siti è il T1.*
4. *I terreni di imposta delle fondazioni in entrambi i siti sono costituiti da alluvioni fluvio-glaciali e fluviali a litologia prevalentemente sabbiosa.*
5. *In accordo con la bibliografia contenuta all'interno dei PGT dei comuni di Brescia e di Bovezzo la superficie freatica possiede una soggiacenza pari a circa 40 m in corrispondenza del SITO 1 e pari a circa 10 m in corrispondenza del SITO 2.*
6. *Attualmente entrambi i siti risultano ricompresi all'interno delle aree allagabili definite dal PGRA della RL a causa di possibili esondazioni del Torrente Garza. Le opere in sono pertanto coerenti con le condizioni di fattibilità.*
7. *Il calcolo della capacità portante è stato effettuato secondo la metodologia proposta dall'approccio 2 per i siti rinominati SITO 1 – tratto B, SITO 2 – sponda sx, SITO 2 – sponda dx. I valori sono riportati all'interno della relazione.*
8. *Il calcolo dei cedimenti è stato effettuato secondo la metodologia dell'elasticità. I valori sono riportati all'interno della relazione e risultano coerenti con il grado di addensamento dei depositi rilevati nei rispettivi siti.*
9. *I terreni di fondazione non saranno soggetti a liquefazione in caso di sisma.*

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	64 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			



10. L'analisi di stabilità del pendio, effettuata in corrispondenza del SITO 1 – tratto A, ha restituito valori del fattore di sicurezza minimi pari a 1.2, superiori al fattore di sicurezza previsto dalla vigente normativa ( $F_s = 1$ ). La stabilità del sito è verificata.


11. 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, sismico e geotecnico.

**Dr. Geol. Corrado Aletti**

*(documento firmato digitalmente)*

Seniga 15.10.2019

	Elaborato	Data	Rev.	Pag.
	Relazione geologica e geotecnica	Settembre 2019	0	65 di 76
	A. & P. sas di Dr. Corrado Aletti – GEOLOGO O.G.L. n.900			

# Allegato 1 – Ubicazione indagini SITO 1



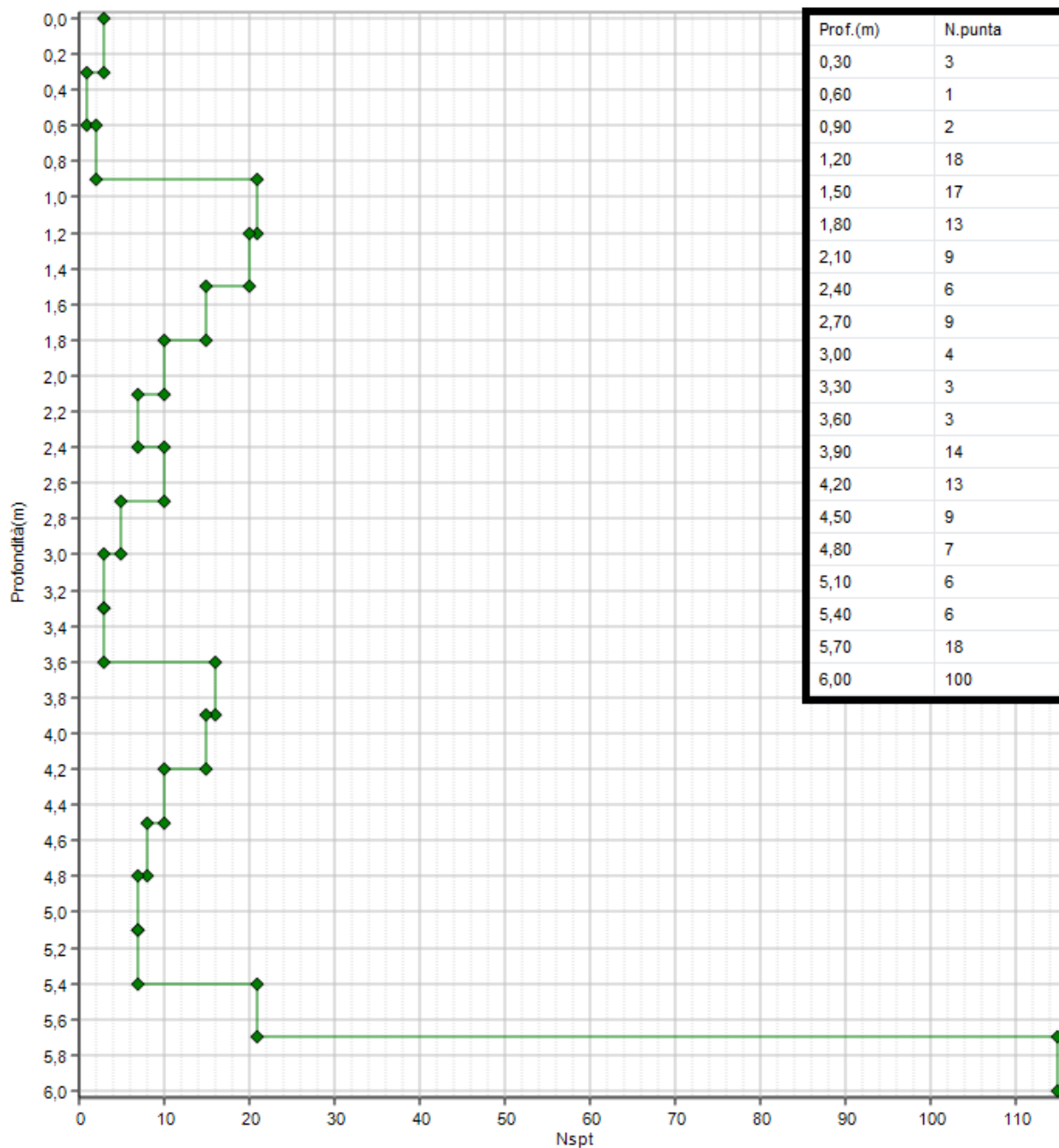
- - Sondaggio esplorativo
- - Prova penetrometrica dinamica
- - HVSR

[illegible]

- - *Prova penetrometrica statica*
- - *Prova penetrometrica dinamica*
- - *HVSR*

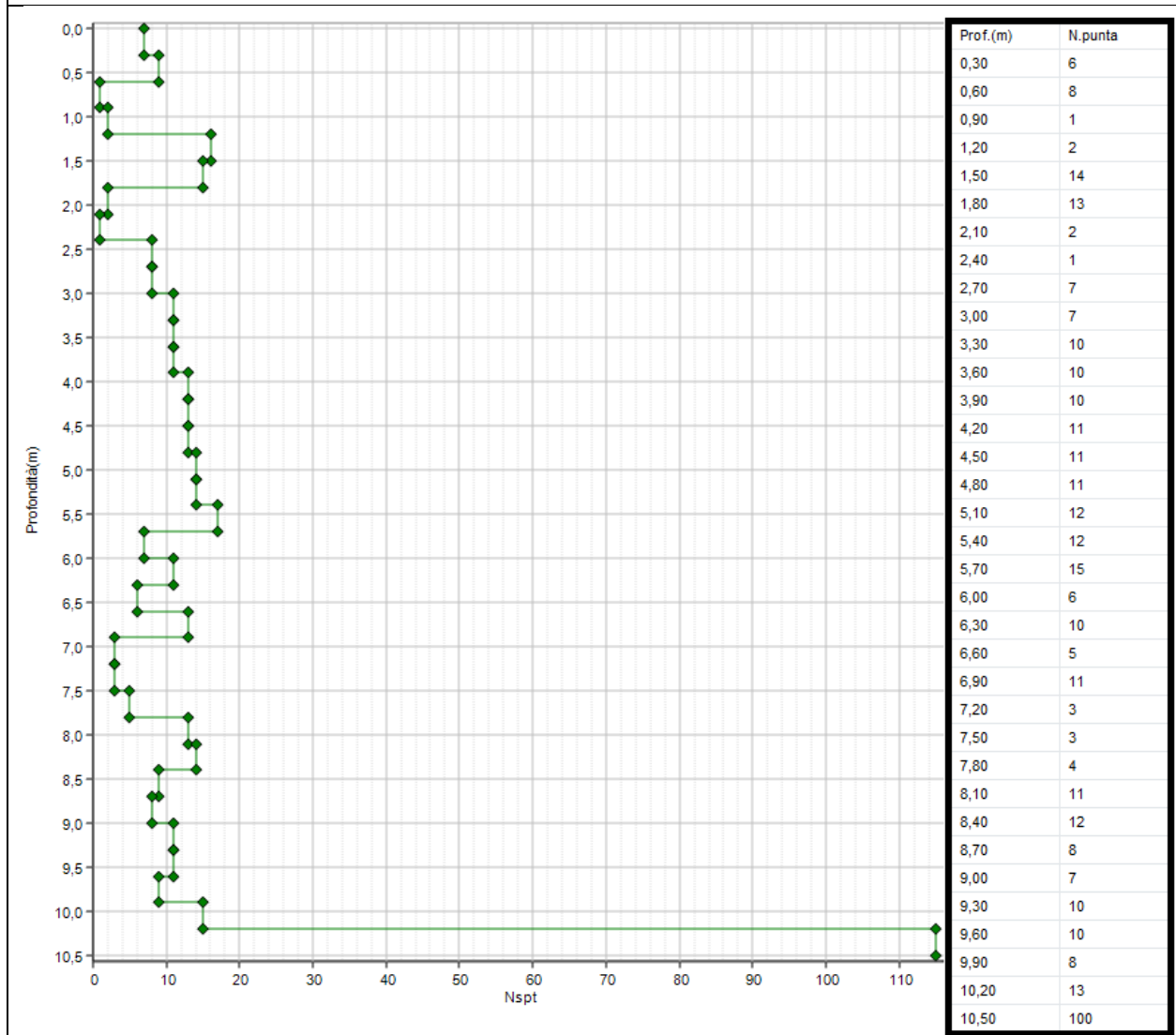
## Allegato 2 – Prove penetrometriche

### P1

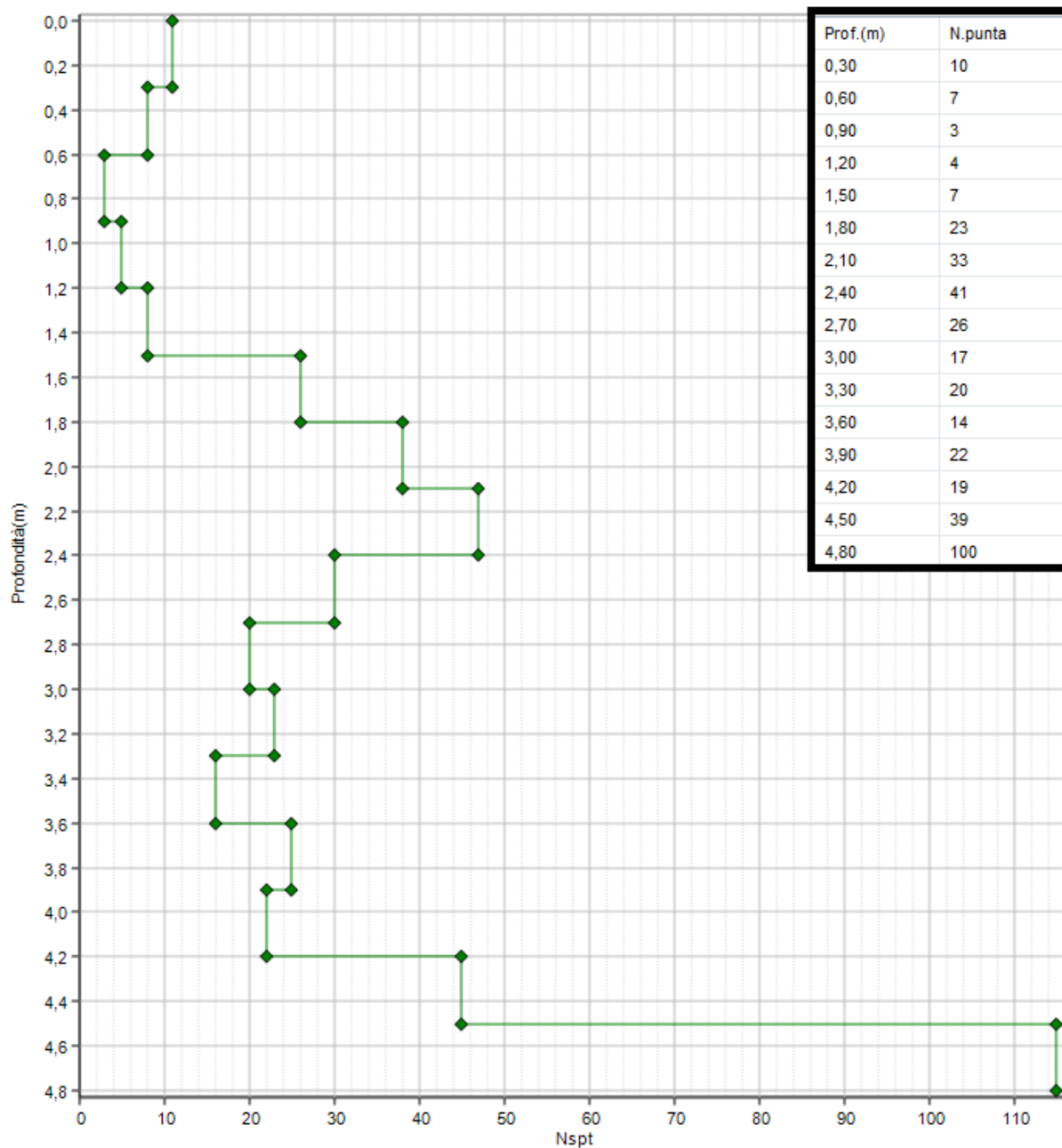




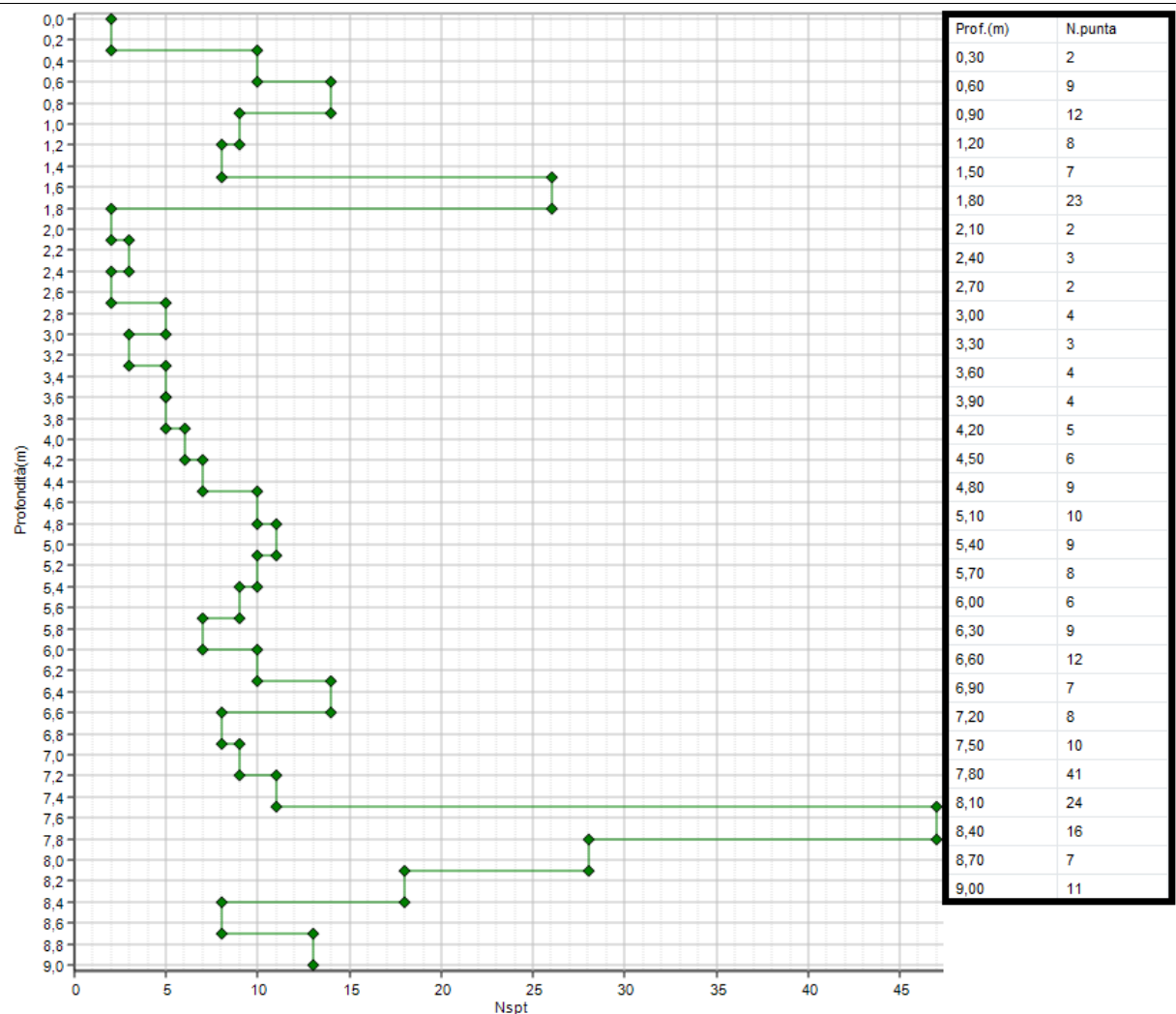
## P2



## P3



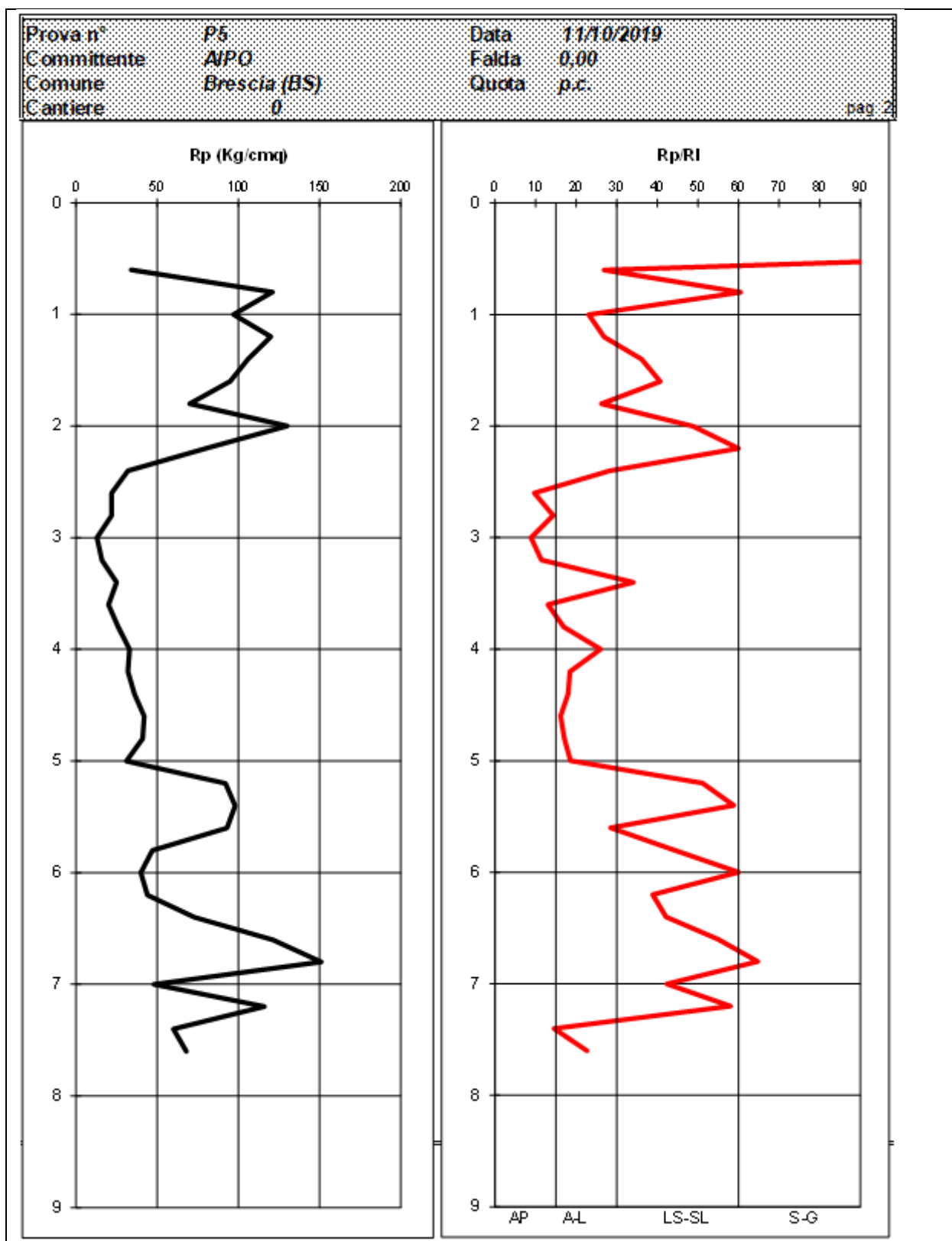
## P4



## P5

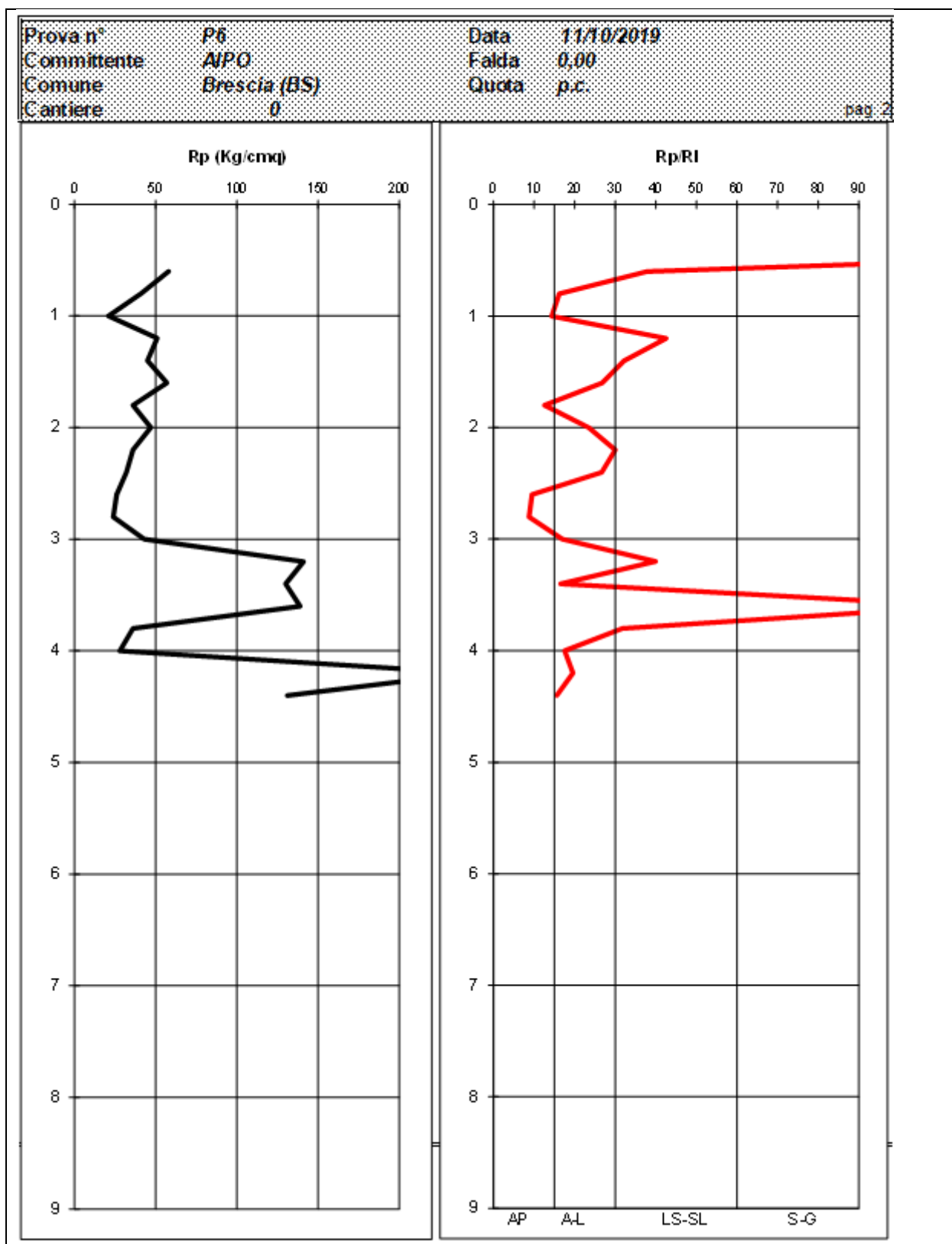
Prova n°		P5		Data		11/10/2019	
Committente		AIPO		Falda			
Comune		Brescia (BS)		Quota		p.c.	
Cantiere							
Prof. m	P Kg/cmq	P+L Kg/cmq	Rt Kg/cmq	Rp Kg/cmq	RI Kg/cmq	Rp/RI	litologia (A.G.I. 1977)
0,0							
0,2							
0,4					0 indeterm.	200	sabbie e ghiaie
0,6	34	53		34	1,27	27	argille e limi
0,8	121	151		121	2,00	61	sabbie lim. e limi sabb.
1,0	97	160		97	4,20	23	argille e limi
1,2	120	187		120	4,47	27	argille e limi
1,4	106	150		106	2,93	36	sabbie lim. e limi sabb.
1,6	95	130		95	2,33	41	sabbie lim. e limi sabb.
1,8	70	110		70	2,67	26	argille e limi
2,0	130	170		130	2,67	49	sabbie lim. e limi sabb.
2,2	80	100		80	1,33	60	sabbie lim. e limi sabb.
2,4	32	49		32	1,13	28	argille e limi
2,6	22	56		22	2,27	10	argille plastiche
2,8	22	45		22	1,53	14	argille plastiche
3,0	13	35		13	1,47	9	argille plastiche
3,2	16	37		16	1,40	11	argille plastiche
3,4	25	36		25	0,73	34	sabbie lim. e limi sabb.
3,6	20	43		20	1,53	13	argille plastiche
3,8	26	49		26	1,53	17	argille e limi
4,0	33	52		33	1,27	26	argille e limi
4,2	32	58		32	1,73	18	argille e limi
4,4	36	66		36	2,00	18	argille e limi
4,6	42	81		42	2,60	16	argille e limi
4,8	41	77		41	2,40	17	argille e limi
5,0	31	56		31	1,67	19	argille e limi
5,2	92	119		92	1,80	51	sabbie lim. e limi sabb.
5,4	98	123		98	1,67	59	sabbie lim. e limi sabb.
5,6	93	142		93	3,27	28	argille e limi
5,8	47	63		47	1,07	44	sabbie lim. e limi sabb.
6,0	40	50		40	0,67	60	sabbie lim. e limi sabb.
6,2	44	61		44	1,13	39	sabbie lim. e limi sabb.
6,4	73	99		73	1,73	42	sabbie lim. e limi sabb.
6,6	121	154		121	2,20	55	sabbie lim. e limi sabb.
6,8	151	186		151	2,33	65	sabbie e ghiaie
7,0	48	65		48	1,13	42	sabbie lim. e limi sabb.
7,2	116	146		116	2,00	58	sabbie lim. e limi sabb.
7,4	60	122		60	4,13	15	argille plastiche
7,6	68,0	113,0		68	3,00	23	argille e limi
7,8							
8,0							
8,2							
8,4							
8,6							
8,8							
9,0							



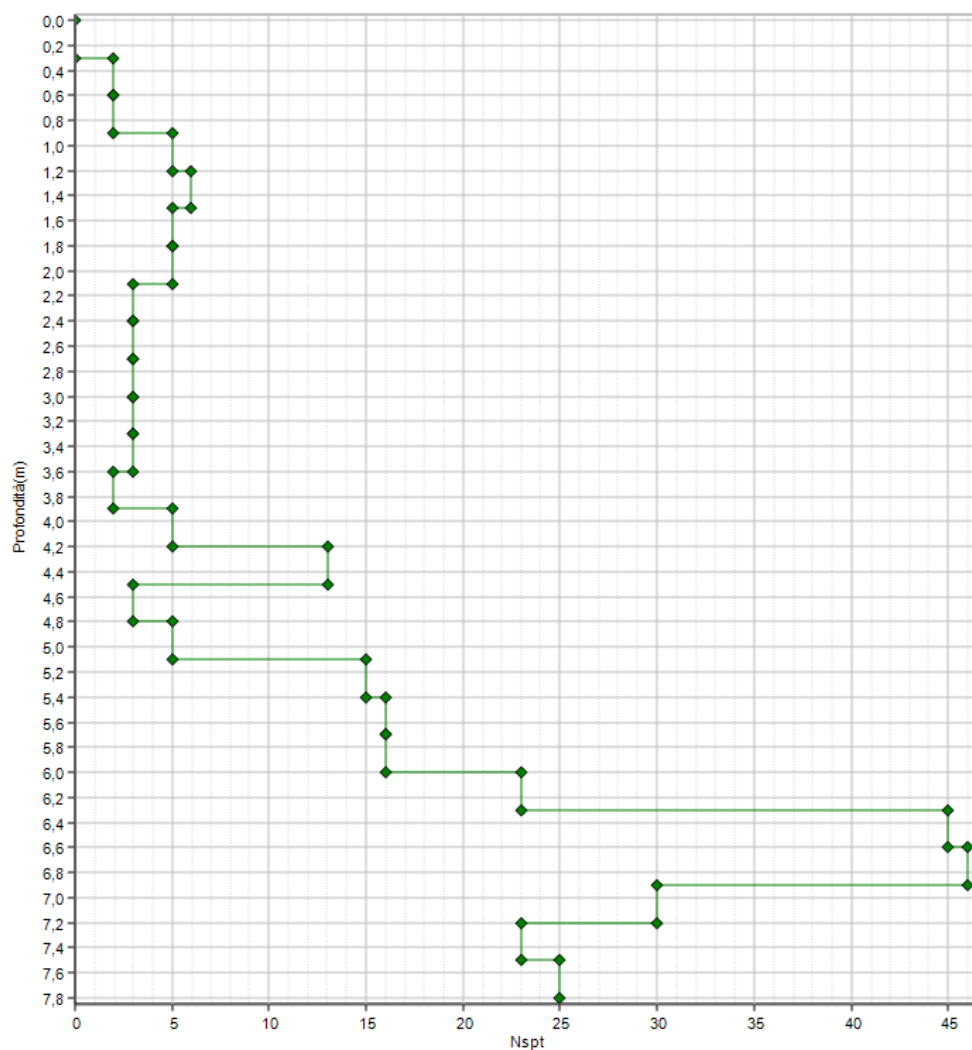


## P6

Prova n°	P6				Data	11/10/2019	
Committente	AIPO				Falda	0,00	
Comune	Brescia (BS)				Quota	p.c.	
Cantiere	0					pag. 1	
Prof. m	P Kg/cm <sup>q</sup>	P+L Kg/cm <sup>q</sup>	Rt Kg/cm <sup>q</sup>	Rp Kg/cm <sup>q</sup>	RI Kg/cm <sup>q</sup>	Rp/RI	litologia (A.G.I. 1977)
0,0							
0,2							
0,4				0	indeterm.	200	sabbie e ghiaie
0,6	58	81		58	1,53	38	sabbie lim. e limi sabb.
0,8	41	79		41	2,53	16	argille e limi
1,0	21	43		21	1,47	14	argille plastiche
1,2	51	69		51	1,20	43	sabbie lim. e limi sabb.
1,4	45	66		45	1,40	32	sabbie lim. e limi sabb.
1,6	57	89		57	2,13	27	argille e limi
1,8	36	79		36	2,87	13	argille plastiche
2,0	47	77		47	2,00	24	argille e limi
2,2	36	54		36	1,20	30	argille e limi
2,4	32	50		32	1,20	27	argille e limi
2,6	26	67		26	2,73	10	argille plastiche
2,8	24	65		24	2,73	9	argille plastiche
3,0	43	81		43	2,53	17	argille e limi
3,2	141	194		141	3,53	40	sabbie lim. e limi sabb.
3,4	130	248		130	7,87	17	argille e limi
3,6	139	157		139	1,20	116	sabbie e ghiaie
3,8	36	53		36	1,13	32	sabbie lim. e limi sabb.
4,0	28	52		28	1,60	18	argille e limi
4,2	244	431		244	12,47	20	argille e limi
4,4	131	257		131	8,40	16	argille e limi
4,6							
4,8							
5,0							
5,2							
5,4							
5,6							
5,8							
6,0							
6,2							
6,4							
6,6							
6,8							
7,0							
7,2							
7,4							
7,6							
7,8							
8,0							
8,2							
8,4							
8,6							
8,8							
9,0							



## P6bis



Prof.(m)	N.punta
0,30	0
0,60	2
0,90	2
1,20	4
1,50	5
1,80	4
2,10	4
2,40	3
2,70	3
3,00	3
3,30	3
3,60	3
3,90	2
4,20	4
4,50	11
4,80	3
5,10	4
5,40	13
5,70	14
6,00	14
6,30	20
6,60	39
6,90	40
7,20	26
7,50	20
7,80	22