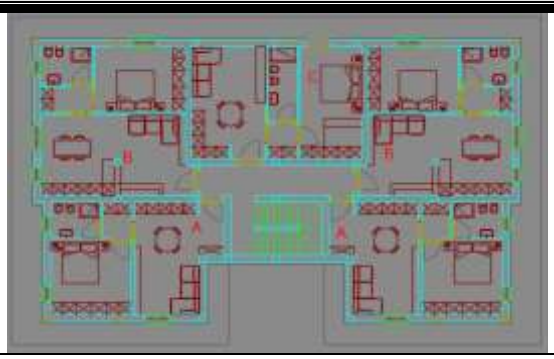
REGIONE LOMBARDIA
PROVINCIA DI BRESCIA
COMUNE DI SAN ZENO NAVIGLIO

RELAZIONE GEOLOGICA R1+R3

RELAZIONE GEOTECNICA R2



Elaborato

ATR2 – NUOVA VIABILITA' E NUOVI FABBRICATI RESIDENZIALI

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

Committente	**Duferco travi e profilati S.r.l.**
Estensore	**A. & P. sas**

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

Informazioni documento

Operazione	Soggetto	Data
Redatto	A & P sas – Dr. Mainetti Giovanni	04.03.2022
Approvato	A & P sas – Dr. Aletti Corrado	07.03.2022
File	relazione.docx	
Commessa	2022.02.092	

INDICE

1. Introduzione 4
2. Inquadramento geografico 5
3. Inquadramento geologico e morfologico del territorio 6
3.1. Litostratimetria 8
3.2. Fattibilità 10
3.3. Sismica 12
3.4. Indagine sismica 14
3.4.1. Tecnica di misurazione e strumentazione 14
3.4.2. Effetti di sito: risposta sismica locale 15
3.4.3. Profilo velocità delle onde S e classificazione del sottosuolo da NTC 16
3.4.4. Vulnerabilità sismica dell'opera 18
3.4.5. Risultati dell'analisi 19
3.4.6. Analisi di II livello di dettaglio 20
3.5. Parametri sismici 22
3.6. Stima della magnitudo di riferimento 24
3.6.1. Verifica alla liquefazione 27
4. Geotecnica 30
4.1. Modello geotecnico 32
4.2. Analisi delle soluzioni fondali 33
4.3. Calcolo della capacità portante 34
4.3.1. Approccio 2 combinazione unica A1+M1+R3 34
4.3.2. Verifica allo slittamento 35
4.4. Calcolo dei cedimenti 35
4.5. Terre da scavo 37
5. Indicazioni sull'invarianza 40

6. Conclusioni 42

7. Tabella riassuntiva parametri geologici 43

1. INTRODUZIONE

La presente relazione geologica e geotecnica, redatta per conto della Società Duferco travi e profilati S.r.l. ha lo scopo di definire il quadro geolitologico, stratigrafico, idrogeologico, sismico e geotecnico delle aree interessate dalla realizzazione nuova viabilità e nuovo edificio ad uso abitativo in Comune di San Zeno Naviglio (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 2616/2011; DGR X/5001; D.M. 17.01.2018), ai fini della definizione delle pressioni interstiziali, e ai fini sismici. Le relazione è stata redatta ai sensi della DGR 2616/2011 (R3) e ai sensi delle NTC (R1). Allo scopo di determinare le caratteristiche geolitologiche e litotecniche dei terreni di fondazione sono state eseguite n. 2 prove penetrometriche statiche (CPT) in corrispondenza del sito d'interesse. Per quanto riguarda l'indagine sismica di dettaglio è stata effettuata una verifica sismica eseguita con tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) in sito d'esame.

La relazione è stata corredata dai seguenti elaborati cartografici:

Tavola 1 – Ubicazione indagini

Allegato 1 – Prova penetrometrica

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

2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area d'imposta della struttura in progetto è localizzata nel settore centro orientale del territorio comunale di San Zeno Naviglio, lungo il lato nord di Via Gioacchino Rossini, così come rappresentato in Figura 1.

Figura 1 – Ubicazione dell'area in studio

Il progetto prevede la realizzazione di nuova viabilità di nuovi edifici residenziali. Le nuove opere, visibili in Figura 2 insisteranno sul foglio 1, mappale 679 del NCT del Comune di San Zeno Naviglio.

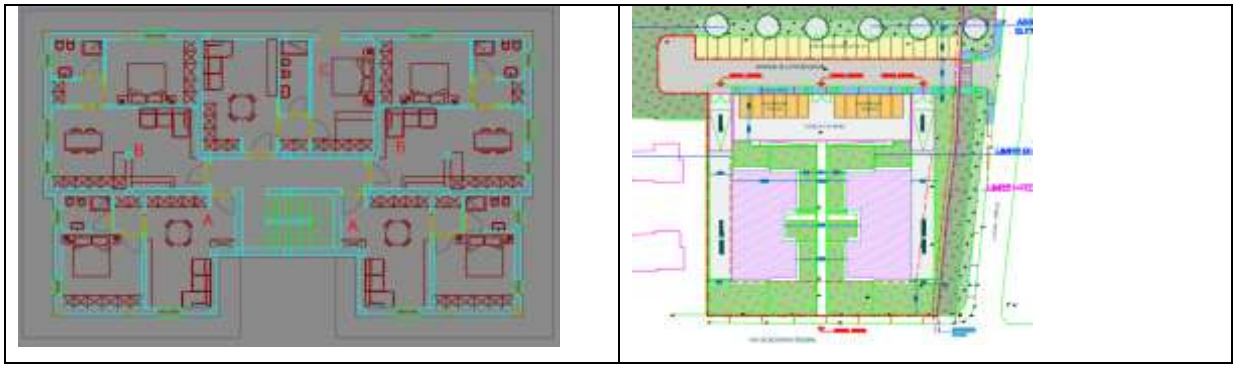


Figura 2 – planimetrie di progetto

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E MORFOLOGICO DEL TERRITORIO

L'assetto geologico dell'area è stato determinato durante il Quaternario continentale dagli intensi eventi deposizionali che hanno portato a colmamento il bacino Padano. In particolare, ci si riferisce al Pleistocene e all'Olocene, in cui la nota climatica dominante fu rappresentata da un ripetuto alternarsi di climi caldi e freddi, con una netta tendenza al progressivo raffreddamento, reso evidente con l'avvento delle glaciazioni. I depositi di quest'area sono legati alle dinamiche caratteristiche dell'ambiente fluvioglaciale e fluviale. La suddivisione tra le due unità geologiche è interpretata in modi diversi in letteratura: alcuni Autori ritengono che le due unità rappresentano la variazione granulometrica dello stesso deposito, altri ritengono che abbiano età differenti, ovvero che le alluvioni fluvio-glaciali (F^{W}_{G}) siano antecedenti e quindi sovrapposte alle altre (a').

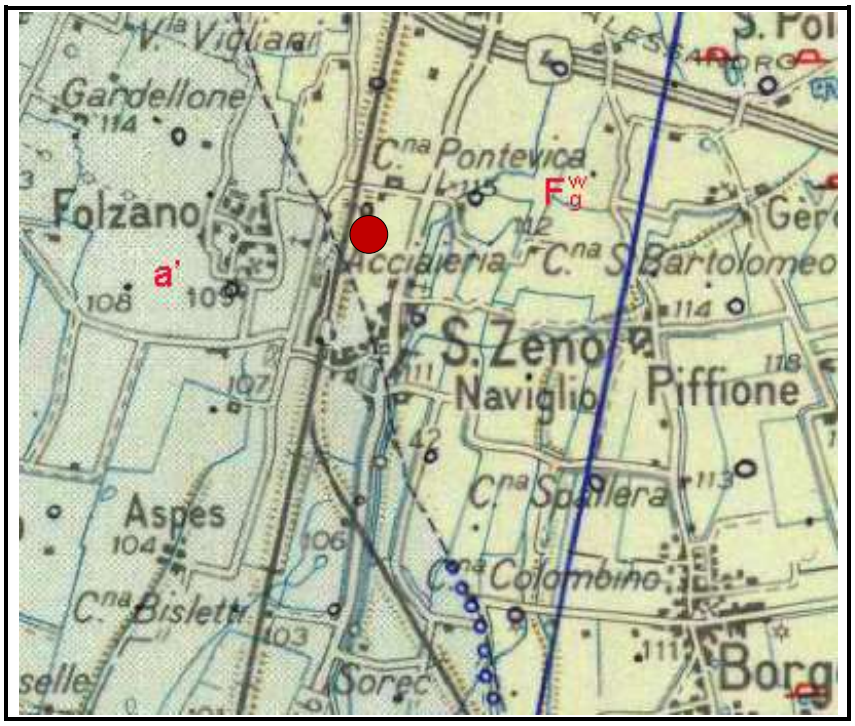


Figura 3 – Stralcio della Carta Geologica d'Italia foglio Brescia

La litologia superficiale risulta costituita da terreni essenzialmente ghiaiosi e ghiaioso sabbiosi con suolo pedogenizzato e coperture limoso argillose. Le ghiaie si presentano accompagnate da matrici differenti, dalle sabbie alle argille, ma il limite tra le litologie non è

preciso proprio perché legato alle dinamiche deposizionali fluviali, che costituiscono generalmente depositi gradati in senso orizzontale con diminuzione della granulometria allontanandosi dalle zone ad elevata energia (Figura 4).

Figura 4 – Litologia di superficie (rosso=ghiaie argillose con sabbia)

Figura 5 – Stralcio della Carta del Reticolo Idrico Minore (PGT)

La morfologia è pianeggiante alla quota di circa 113.80 m.s.m. con cadente in direzione sud con pendenza pari allo 0.4 %. Nelle immediate vicinanze non sono presenti corsi d'acqua rilevanti ad eccezione dei canali del sistema irriguo e di scolo. Il più vicino è rappresentato dalla Seriola Biocca e dalla Seiola del Molino che scorrono lungo il lato est del lotto (Figura 5). Dal punto di vista idraulico, la sicurezza dell'area è testimoniata dal fatto che l'area stessa risulta

esterna alle fasce fluviali definite dal Piano PAI, e risulta esterna alle zone allagabili delimitate dal PGRA della Regione Lombardia (Figura 6). Visto l'attuale assetto geoclimatico non sono stati rilevati forme o processi geomorfologici attivi, si esclude l'esondabilità dell'area.

Figura 6 - Direttiva alluvioni 2007/60/CE - Revisione 2020

3.1. Litostratimetria

La litostratimetria dell'area in esame è stata desunta da studi effettuati nella zona, e dalle interpretazioni delle prove penetrometriche effettuate in sito. L'assetto stratigrafico si configura conforme all'ambiente ed all'evoluzione deposizionale a cui è andata soggetta l'area, fortemente condizionata dalla dinamica fluvioglaciale e fluviale legata ad ambienti ad alta energia, con significative variazioni d'alveo e ad elevata competenza. I depositi alluvionali che caratterizzano il territorio pianeggiante sono costituiti prevalentemente da ghiaie con ciottoli di diversa natura immersi in una matrice sabbiosa e sabbioso-limosa, talora con coperture limoso sabbiose, più evidenti nel settore ovest, verso Folzano. Questa unità idrogeologica, denominata "ghiaioso sabbiosa" (Denti, Lauzi, Sala, Scesi, 1988) è caratterizzata da valori di permeabilità piuttosto alti. Lo spessore dei depositi ghiaioso sabbiosi è nell'ordine dei 40/50 metri seguiti da strati argillosi e livelli conglomeratici (Figura 7).

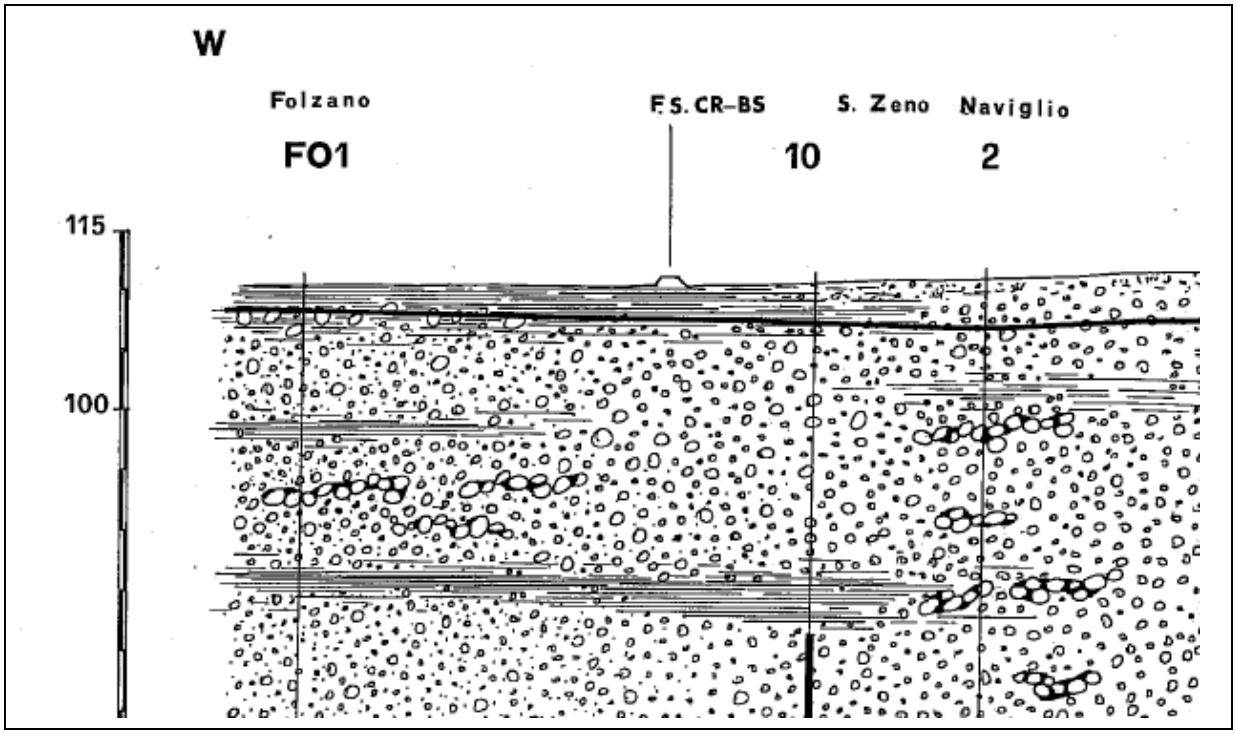


Figura 7 – Sezione idrogeologica (stralcio da PGT)

Dal punto di vista genetico i depositi si presentano uniformi sull'area in studio seppure con differenze locali legate alla granulometria e al grado di addensamento. Nello specifico la prova penetrometrica ha evidenziato la presenza, al di sotto di un primo strato di suolo dello spessore di circa 0.60 m, di un livello argilloso che si estende fino a circa 1.80 m da p.c.. Al di sotto di questo livello si ritrovano depositi prevalentemente sabbiosi, continui fino alla profondità di 3.80 m. Questo livello è seguito da uno strato di ghiaia e sabbie che si estende sino a massima profondità indagata pari a circa 6.00 m. Va fatto presente che in P2 il secondo strato, composto da depositi di argilla è presente sino a 1.60 m e non a 1.80 m come descritto. Questa discrepanza risulta trascurabile sia a livello geologico che geotecnico nel momento in cui si prende in considerazione tutto l'areale di progetto. Durante la campagna geognostica di Marzo 2022 la superficie freatica è stata individuata una profondità di circa 3.40 metri da p.c. in P1 e a 4.00 m da p.c in P2. La situazione trova coerenza con i dati riportati nella cartografia geologica a corredo del PGT, dove si può notare che l'area in studio è ricompresa tra l'isopieza 108 e l'isopieza 109 m.s.m., ad indicare una soggiacenza di circa 5.00 – 4.00 m da p.c. (Figura 8). Considerata l'esiguità delle misurazioni e la mancanza di una serie storica di dati non è possibile

fornire un valore attendibile dell'intervallo di oscillazione della falda freatica.

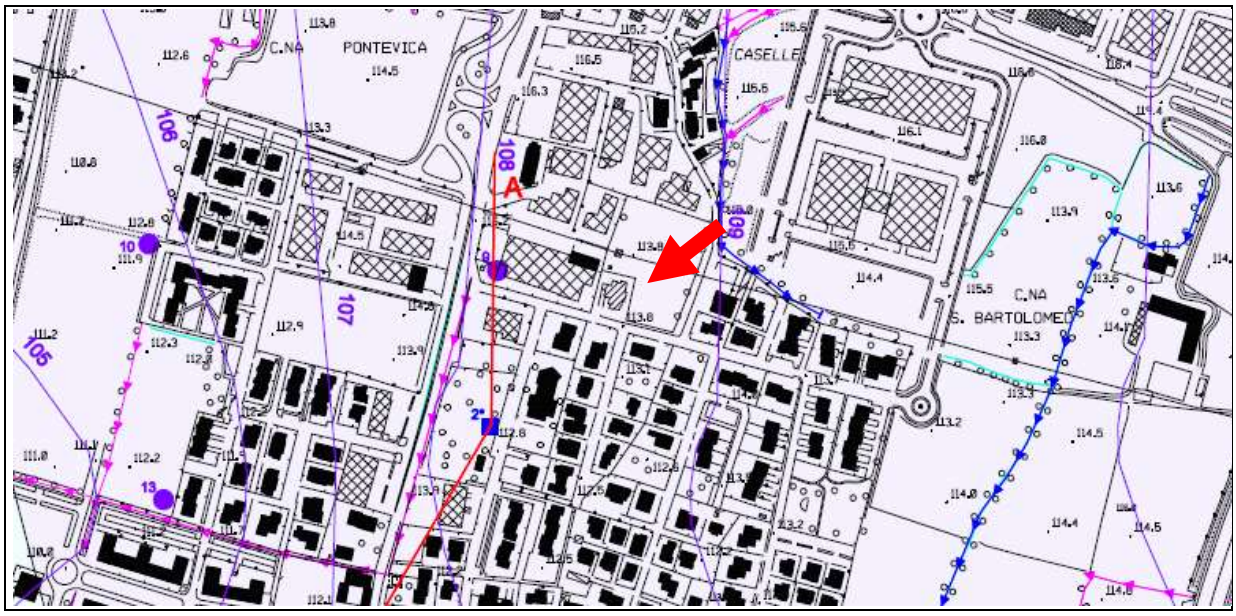


Figura 8 – Carta idrogeologica (stralcio da PGT)

3.2. Fattibilità

L'area in studio è identificata nel PGT con la classe di fattibilità 3, ovvero fattibilità con modeste limitazioni, nello specifico la sottoclasse è la 3b, per limitazioni dovute alla vulnerabilità dell'acquifero superficiale (Figura 9).

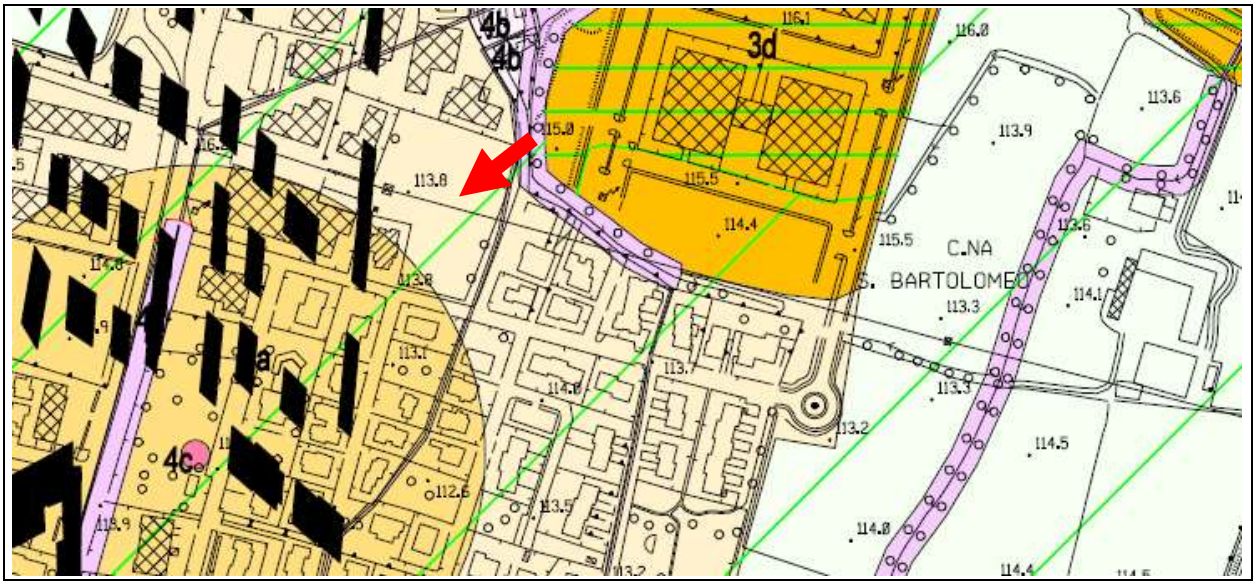


Figura 9 – Stralcio della carta della fattibilità di PGT

Nelle NTA sono contenute le seguenti indicazioni per le sottoclassi rilevate:

CLASSE 3 - FATTIBILITA' CON CONSISTENTI LIMITAZIONI. Nelle aree ricomprese nella Classe 3 di fattibilità si hanno consistenti limitazioni al cambio di destinazione d'uso legate sia alla vulnerabilità intrinseca della falda freatica, sia a terreni con caratteristiche geotecniche scadenti in superficie, e anche a motivazioni ambientali e a paesaggistiche, anche in relazione alle indicazioni del PTCP.

I progetti per le nuove costruzioni dovranno essere dotati delle indagini geologiche, idrogeologiche e geotecniche di dettaglio previste dal D.M. 11/03/88, Decreto Ministero Infrastrutture e Trasporti 14.09.2005 “Norme Tecniche per le Costruzioni” e DM 14/01/08 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”. Per quanto riguarda le pavimentazioni con impermeabilizzazione sarebbe auspicabile una loro riduzione su tutto il territorio, al fine di diminuire il deflusso idrico superficiale.

Nel particolare, l’area di progetto ricade in una sottoclasse:

3b - Aree ad elevata vulnerabilità intrinseca della falda freatica. Sono consentite tutte le tipologie di intervento tranne le attività produttive potenzialmente idroinquinanti per la cui realizzazione dovrà essere eseguita un’indagine idrogeologica che valuti il possibile impatto sulle acque sotterranee e che preveda, se necessario, l’adozione di accorgimenti in grado di tutelare la falda acquifera e di sistemi di controllo adeguati.

Ai sensi del D.M. 11/03/88, Decreto Ministero Infrastrutture e Trasporti 14.09.2005 “Norme Tecniche per le Costruzioni” e DM 14/01/08 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, in tali aree valgono le seguenti prescrizioni specifiche:

– modello geologico dei terreni (tipi di suolo, modello geofisico, effetti di sito, spettri di risposta, escursioni del livello piezometrico, ecc.);

– caratterizzazione dei terreni mediante prove geotecniche in sito e/o in laboratorio (caratteristiche geotecniche, ecc);

– valutazione del carico unitario ammissibile e dei cedimenti assoluti e relativi dei terreni di fondazione;

– le eventuali opere consentite sono subordinate ad un' indagine idrogeologica di dettaglio che accerti la compatibilità degli interventi previsti con lo stato di potenziale vulnerabilità delle risorse idriche sotterranee.

– Nel caso di interventi entro le aree densamente urbanizzate (centro storico) andrà attentamente valutata l'influenza dei singoli interventi sulle aree e fabbricati limitrofi.

L'utilizzo agricolo dei reflui zootecnici dovrà essere subordinato all'adozione di un Piano di Utilizzazione Agronomica (PUA) con le seguenti prescrizioni :

– le aree utili allo spandimento dei liquami dovranno essere calcolate sottraendo le fasce di rispetto dei corsi d'acqua e dei canali o fossi irrigui (10 m dall'argine).

Al fine di preservare la falda freatica da eventuali contaminazioni, andrà rivolta particolare attenzione alla gestione di eventuali liquidi o sostanze utilizzate nelle lavorazioni. Tutti i componenti degli impianti ed in particolare le tubazioni dovranno essere realizzate con tecnologie atte ad evitare possibili perdite. Anche l'intera struttura dovrà essere impermeabilizzata per evitare dispersioni nel sottosuolo. Gli aspetti geotecnici saranno trattati nei paragrafi successivi.

3.3. Sismica

La verifica del rischio sismico si è resa altresì necessaria in merito alla recente adozione, con Ordinanza del Presidente del Consiglio in data 20 marzo 2003, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n° 105 del 08 maggio 2003, dei criteri generali per la classificazione sismica del 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 San Zeno Naviglio (codice ISTAT 03017173) come ricadente nella zona 3 (cfr. Figura 10) 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.

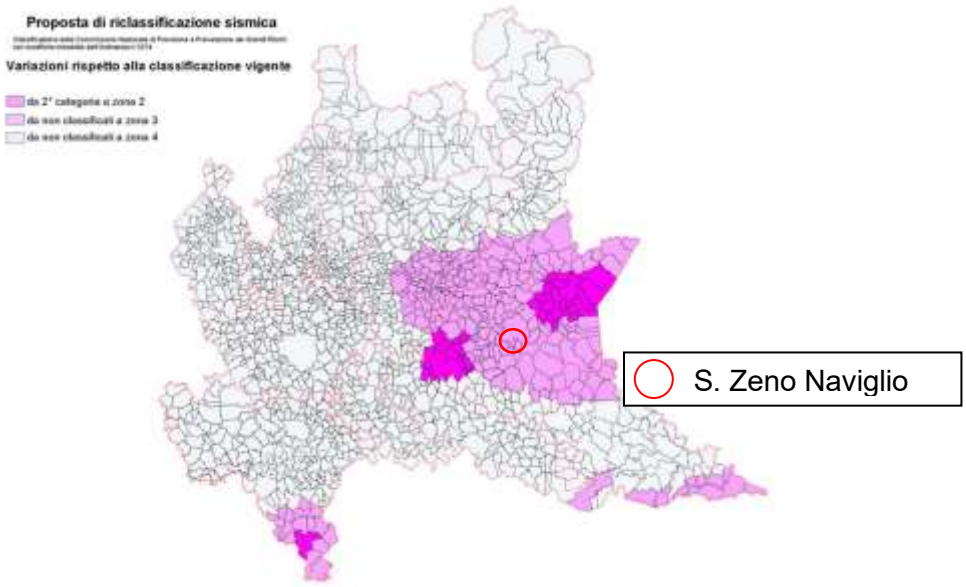


Figura 10 - Proposta di riclassificazione sismica 2003

La riclassificazione della Regione Lombardia (Delibera Giunta Regionale 11 luglio 2014 n. X/2129) in vigore dal 11.10.2014 e quindi prorogata al 10.04.2016 ripropone per il comune di San Zeno Naviglio la classe 3 (Figura 11**).** In riferimento alla pericolosità sismica locale, l'area ricade nella classe Z4a, ovvero *Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi* e quindi classe di pericolosità sismica H2 conseguente a possibili amplificazioni sismiche dovute alla litologia (Figura 12). L'analisi di II livello condotta per la stesura della componente geologica del PGT ha appurato la validità della normativa regionale, verificando che il valore di Fa calcolato è minore dei valori soglia, pertanto sarà possibile applicare lo spettro previsto dalla normativa vigente. All'interno del presente elaborato verrà comunque effettuata l'analisi di secondo livello basata sulle risultanze della verifica sismica presa a riferimento.

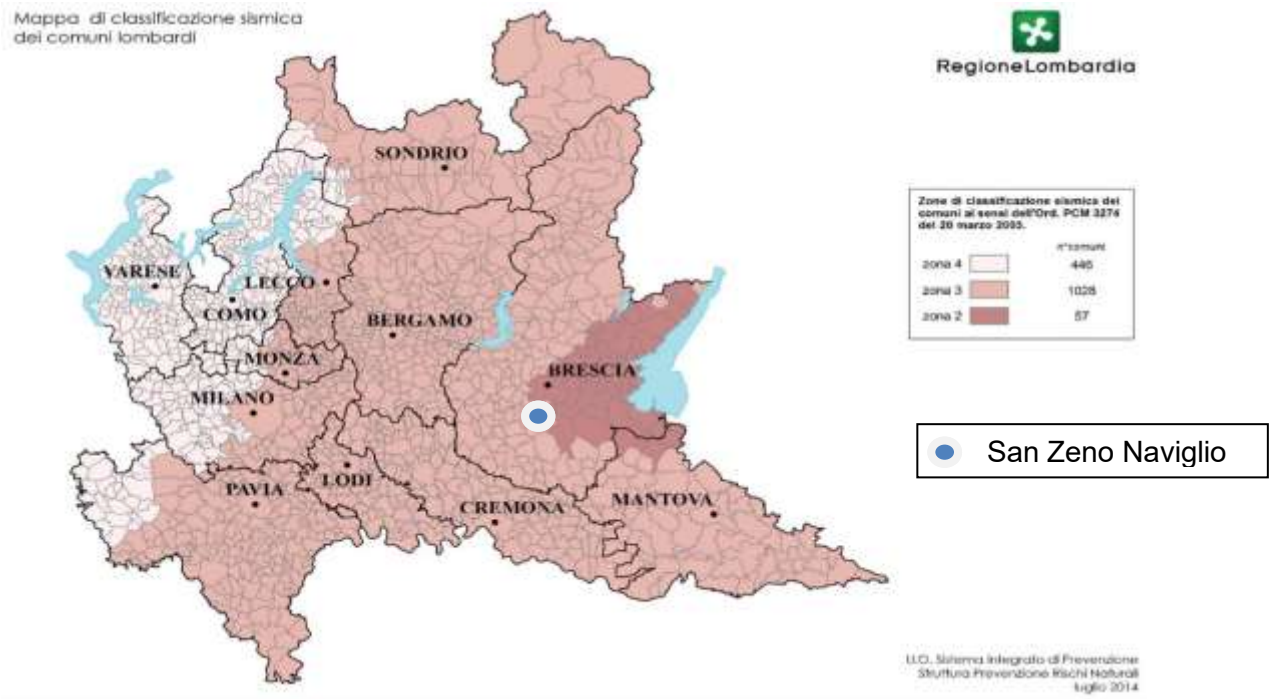


Figura 11 - Riclassificazione sismica 2014

Figura 12 – Stralcio della carta della Pericolosità Sismica Locale (PGT)

3.4. Indagine sismica

3.4.1. 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 registrare i microtremori lungo le due direzioni orizzontali (X, Y) e lungo quella verticale (Z), in un ampio intervallo di frequenze (0.1-100 Hz) e per una durata sufficientemente lunga (mediamente 10-20 minuti). Il moto indotto nel terreno viene misurato in termini di velocità attraverso tre velocimetri, uno per ogni direzione di misura (X, Y e Z), secondo il passo di campionamento impostato dall'operatore. Le misure registrate vengono poi elaborate e restituite graficamente in forma di spettri H/V (rapporto H/V in funzione della frequenza, dove H è la media delle misure lungo X e Y) e spettri V (componente verticale del moto in funzione della frequenza). Attraverso la tecnica HVSR è possibile:

- valutare in maniera quantitativa gli effetti di sito (risposta sismica locale e liquefazione);
- ricavare il profilo delle velocità delle onde S con la profondità e calcolare il parametro V_{s30};
- analizzare la vulnerabilità sismica degli edifici, esistenti o in progetto.

3.4.2. 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 Nakamura (1989), suggeriscono che lo spettro H/V possa essere visto, a tutti gli effetti, come rappresentativo della funzione di trasferimento del moto sismico dal bedrock alla superficie. Secondo questi Autori quindi le ampiezze dei picchi stratigrafici nello spettro H/V possono essere interpretate direttamente come fattori di amplificazione del moto sismico, almeno per quanto riguarda la componente stratigrafica.

3.4.3. 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 Vs>800 m/s, calcolata secondo la relazione:

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

Sulla base del valore calcolato di V_{s30} vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

CATEGORIE DI SOTTOSUOLO			
Categoria sottosuolo	**Descrizione**	**Spessore (m)**	**Vs (m/s)**
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.	Qualsiasi	≥ 800
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.	> 30 m	≥360 ≤800
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.	> 30 m	≥180 ≤360
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.	> 30 m	< 180
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.	Fino a 30 m	≈ 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 (Vs):

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

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.

3.4.4. 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:

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

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

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

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

verticale, una al piano terra e una all'ultimo piano dell'edificio. Il picco positivo massimo dello spettro H_i/H_0 indica direttamente la frequenza di risonanza fondamentale della struttura.

3.4.5. Risultati dell'analisi

Si riportano di seguito in Figura 13 gli spettri H/V e V registrati in sito d'esame. Nello spettro H/V sono stati individuati i picchi positivi che corrispondono ad altrettanti minimi locali nello spettro V (Up-Down component in legenda), fatto questo che consente di riconoscere le frequenze associate ai picchi H/V come frequenze di risonanza del terreno.

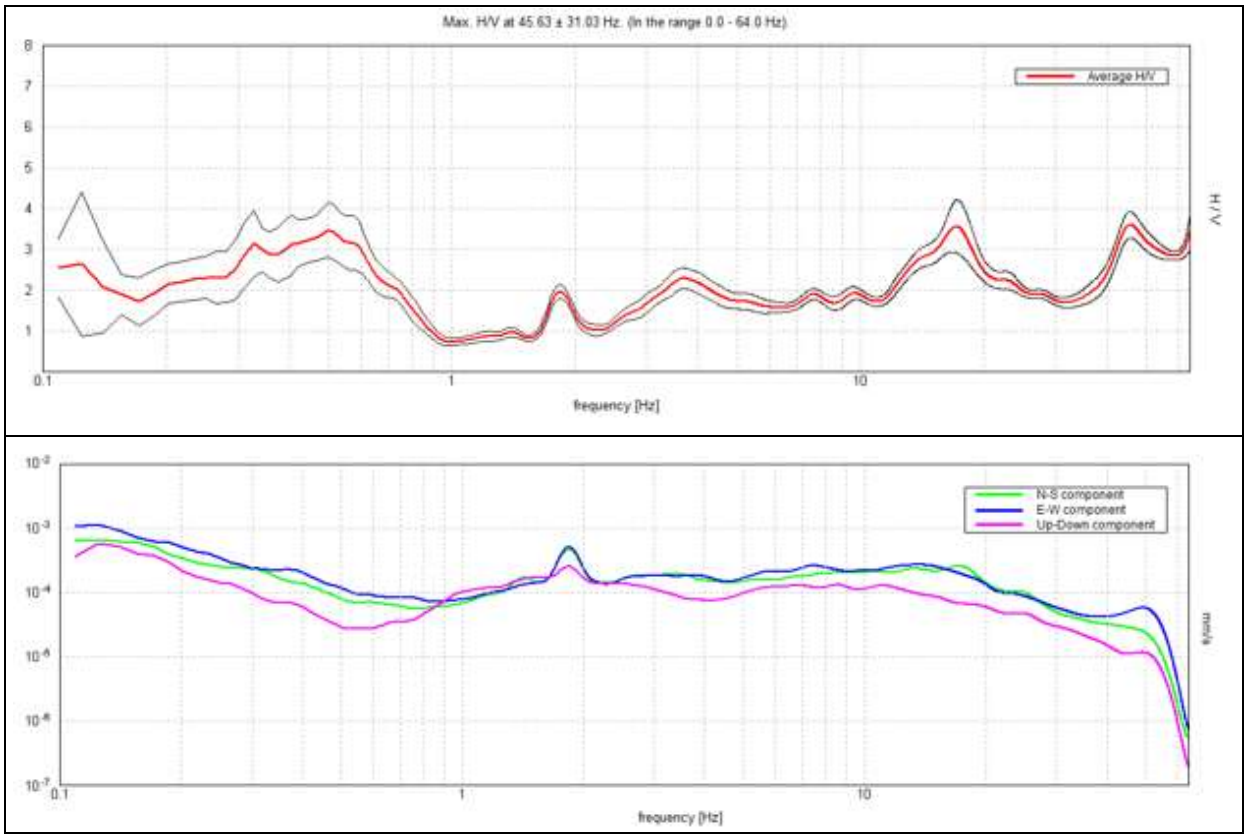


Figura 13 – Andamento degli spettri H/V e V

La curva H/V sintetica è stata modellata in modo da sovrapporsi ai picchi stratigrafici misurati (Figura 14).

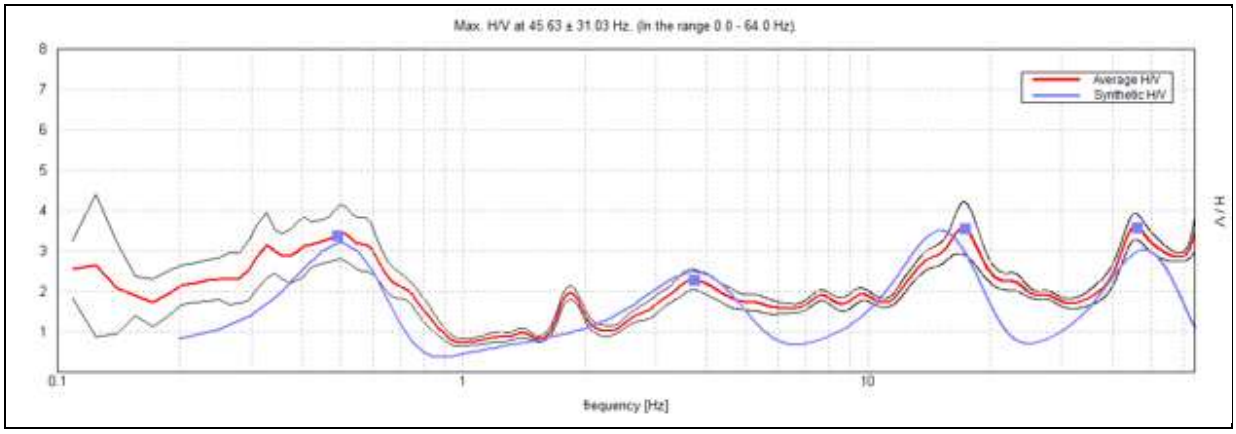


Figura 14 – Andamento della frequenza caratteristica

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

Profondità da (m)	a (m)	Δz (m)	Vs (m/s)	Inversioni di velocità
0.0	0.40	0.40	**73**	-
0.40	2.80	2.40	161	-
2.80	19.80	17.00	301	-
19.80	259.80	240.00	529	-

Il valore di Vs_{eq} calcolato a partire da piano campagna è risultato uguale a 312 m/s, che pone il sito nella categoria di sottosuolo C secondo il D.M. 17.01.2018. Da piano fondazioni la categoria è la medesima. La frequenza fondamentale del sito è stata misurata direttamente mediante l'indagine geofisica presa a riferimento ed è risultata pari a 3.69 Hz.

3.4.6.Analisi di II livello di dettaglio

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 che è risultata essere la sabbiosa (Figura 15). Il periodo di oscillazione fondamentale della colonna lito-stratigrafica è stato misurato direttamente con l'indagine geofisica ed è risultato uguale a 0.27 s. Utilizzando questo dato si sono ricavati i seguenti valori di Fa (fattori di amplificazione spettrali):

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

Fa (nell'intervallo 0.5-1.5 s) = 1.3±0.1<2.4 (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 C per il Comune di San Zeno Naviglio (1.8 e 2.4 rispettivamente).

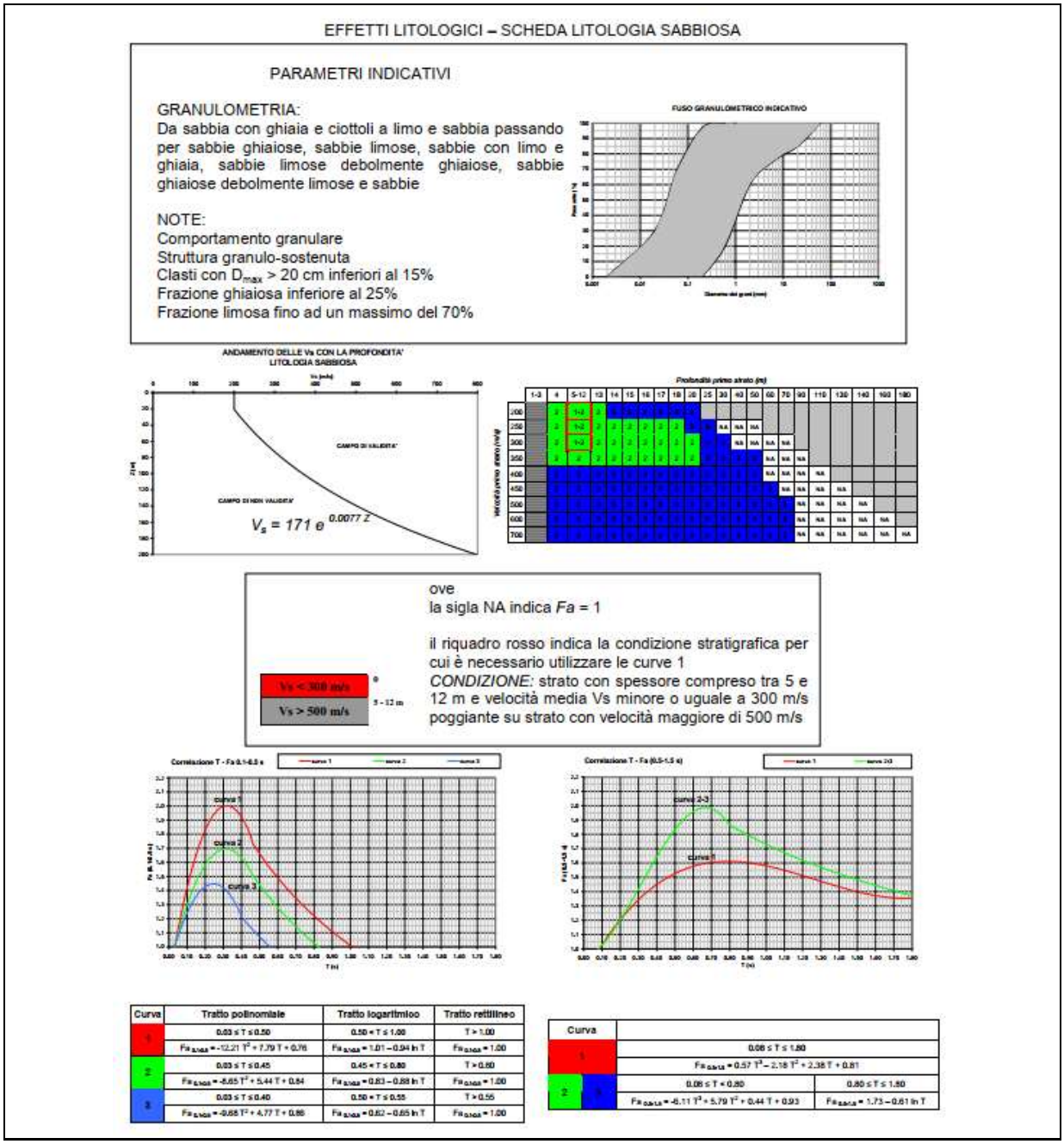


Figura 15 – Scheda di riferimento sabbiosa

I valori di Fa calcolati per l'intervallo d'interesse della struttura (0.1-0.5 s) risultano inferiori a quelli di soglia. L'attendibilità dei dati è stata espressa con la tabella proposta sempre in allegato 5 e la categoria assegnata è quella evidenziata in rosso direttamente sulla tabella di

seguito riportata.

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

Figura 16 – Tabella dell'attendibilità dei dati (cfr. Allegato 5)

3.5. 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. Di seguito sono riportati i valori delle accelerazioni corrispondenti ai diversi stati limite attesi calcolati per l'area in studio. I parametri utilizzati sono leggibili direttamente nello schema di Figura 17.

Stati limite

Classe Edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...

Vita Nominale 50

Interpolazione Media ponderata

CU = 1

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	30	0.040	2.482	0.213
Danno (SLD)	50	0.054	2.462	0.236
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.149	2.430	0.275
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.196	2.433	0.280
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

Coefficienti sismici

Tipo: Stabilità dei pendii e fondazioni

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

H (m): 1 — us (m): 0.1

Cat. Sottosuolo: C

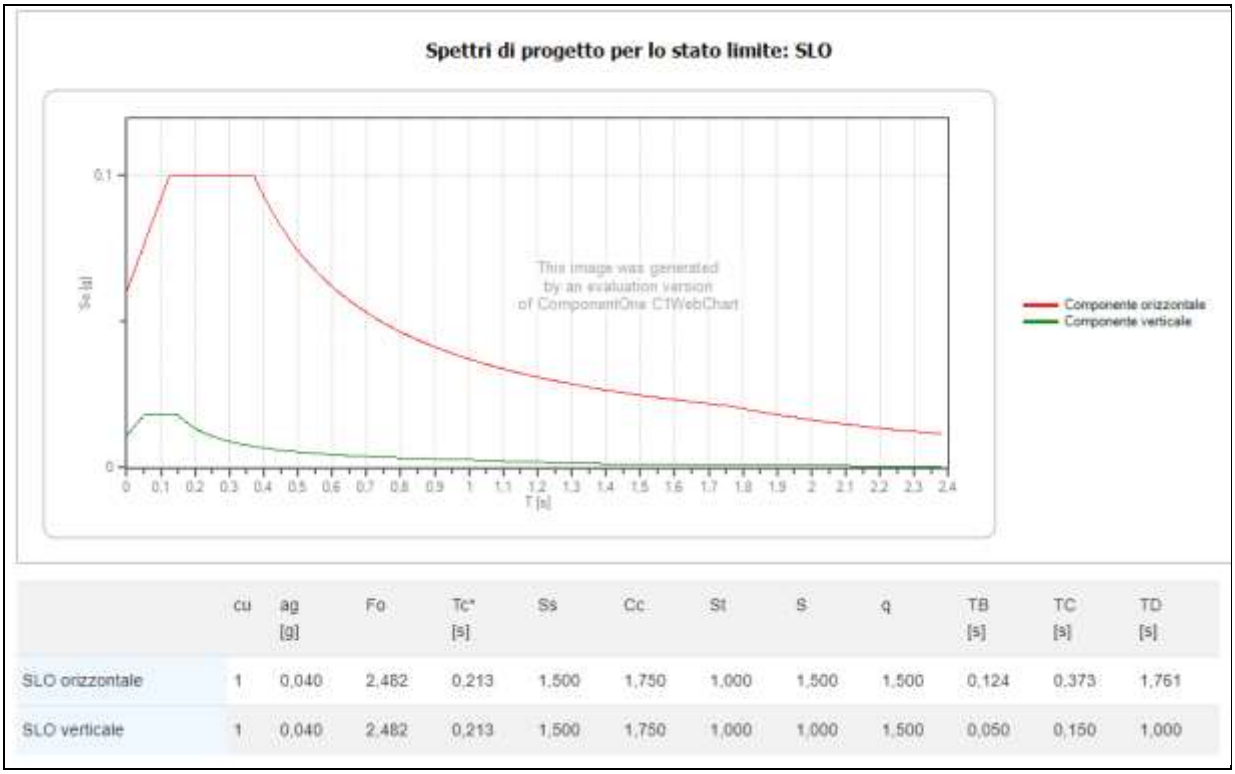
Cat. Topografica: T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,48	1,41
CC Coeff. funz categoria	1,75	1,69	1,61	1,60
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.012	0.016	0.053	0.066
kv	0.006	0.008	0.026	0.033
Amax [m/s²]	0.591	0.791	2.165	2.703
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

Figura 17 – Calcolo dei parametri sismici dell'area



	cu	ag [g]	Fo	Tc* [s]	Ss	Cc	St	S	q	TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLO orizzontale	1	0,040	2,482	0,213	1,500	1,750	1,000	1,500	1,500	0,124	0,373	1,761
SLO verticale	1	0,040	2,482	0,213	1,500	1,750	1,000	1,000	1,500	0,050	0,150	1,000

Figura 18 – Spettri di progetto SLV

3.6. Stima della magnitudo di riferimento

Nel settore di appartenenza del comune di San Zeno Naviglio 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.

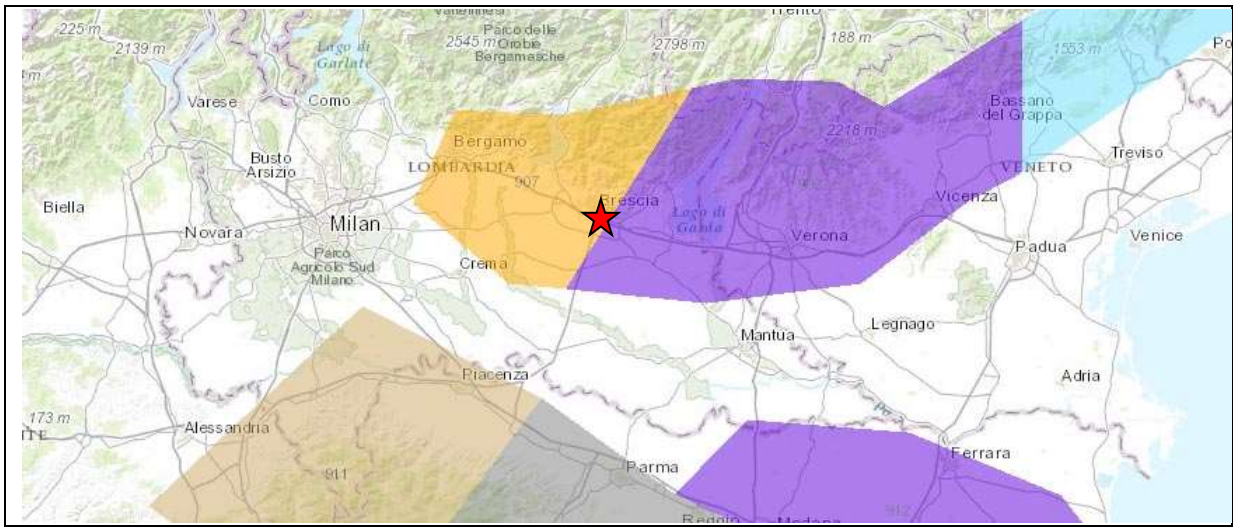
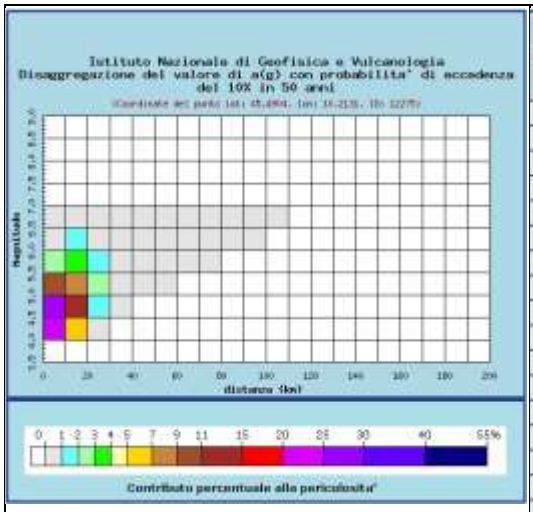


Figura 19 – Schema Zonizzazione Sismogenetica ZS9

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 risente di effetti macroscopici in funzione della relativa vicinanza alle aree epicentrali dei forti terremoti storici, che colpiscono le provincie di Brescia e Verona. Alcuni sismi recenti, con le massime intensità storiche, si sono risentiti, per la relativa vicinanza con l'area sismogenetica del Reggiano-Ferrarese-Parmense e dell'edificio appenninico sepolto al di sotto delle coltri quaternarie dei depositi di pianura. L'area in esame secondo il modello sismotettonco riassunto nella zonazione sismogenetica ZS9 ricade al limite della zona sorgente 907 (Figura 19). In questo caso, ai fini della verifica alla liquefazione, si assume il valore della Magnitudo Mw pari a quello della zona, ovvero 6.10. Per un calcolo più preciso è possibile utilizzare la metodologia della disaggregazione della pericolosità sismica che somma i contributi dovuti alle singole coppie magnitudo-distanza dagli epicentri ricadenti nell'area di riferimento, allo scopo di ricavare l'evento sismico dominante. In questo modo si ottiene il terremoto di scenario, caratterizzato da una valore univoco della magnitudo, della distanza e del tempo di ritorno; ciò lo rende utilizzabile ai fini progettuali nelle verifiche agli stati limite. 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.



Distanza in km	Disaggregazione del valore di a(g) con probabilita' di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 45.4904, lon: 10.2131, ID: 12275)										
	Magnitudo										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.000	21.100	28.000	9.880	2.790	0.433	0.043	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	5.720	11.700	7.360	3.480	1.100	0.130	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	0.429	1.890	2.020	1.350	0.574	0.082	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.000	0.110	0.447	0.431	0.285	0.044	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.000	0.053	0.141	0.132	0.025	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.002	0.037	0.063	0.013	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.027	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.003	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Figura 20 - 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 sito in studio nel comune di San Zeno Naviglio il valore medio di riferimento propone una magnitudo pari a 4.86 ad una distanza di 9.69 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. I valori calcolati con entrambe i metodi convergono su un risultato confrontabile. Essendo la magnitudo di momento superiore a 5 è necessaria la verifica alla liquefazione secondo i disposti del punto 7.11.3.4.2 delle NTC 08.

3.6.1. 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 si 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.

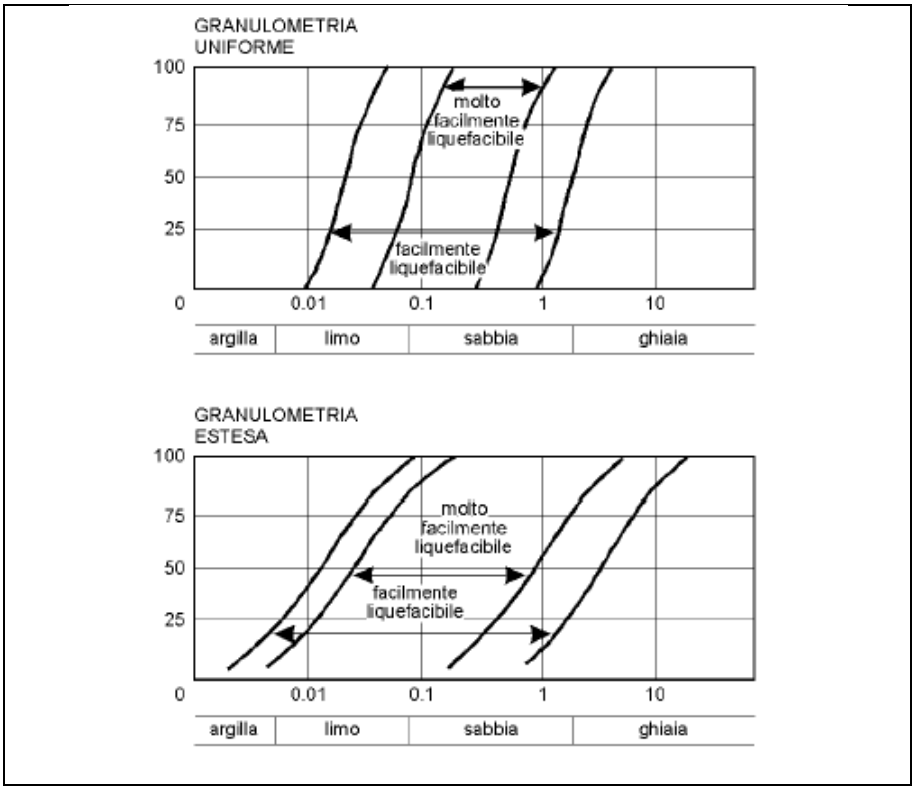


Figura 21 – Valutazione della suscettibilità alla liquefazione – fasce granulometriche critiche

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 liquefazione in particolare se sono di recente (in termini geologici) deposizione, e di granulometria fine o media come riportato nella Figura 21.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:

$$T = 0.65 \frac{a_{max}}{g \frac{\sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} \frac{1}{d} \frac{1}{MSF}};$$

dove:

a_{max}	= accelerazione sismica massima;
g	= accelerazione di gravità = 980.7 cm/s^2;
σ_{v0}	= pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;
σ_{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 rd può essere valutata attraverso alcune correlazioni empiriche note in letteratura. Nel caso in esame è stata utilizzata la seguente:

ANDRUS e STOKOE (2000)

$$CRR = 0{,}022 \cdot \left(\frac{K_c \cdot V_{S1}}{100} \right)^2 + \frac{2.8}{(V_{S1C} - K_c \cdot V_{S1})} - \frac{2.8}{V_{S1C}} \qquad CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0{,}65 \cdot \frac{a_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF}$$

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. La magnitudo di riferimento è stata estratta dal sito dell'INGV come indicato nei paragrafi precedenti. Il procedimento di calcolo ha previsto la suddivisione in strati omogenei con un valore di Vs caratteristico secondo il seguente modello (da indagine MASW):

1° strato: velocità media onde Vs 73 m/sec spessore medio 0.40 m
2° strato: velocità media onde Vs 161 m/sec spessore medio 2.40 m
3° strato: velocità media onde Vs 301 m/sec spessore medio 17.00 m
4° strato: velocità media onde Vs 529 m/sec spessore medio 10.20 m

In via cautelativa è stata considerata una soggiacenza di 3.50 metri. E' stata considerata un'accelerazione pari a 0.223 g (0.149×1.5) ricavata per edifici di classe II (Figura 17). Il calcolo ha verificato che il coefficiente di sicurezza Fs è superiore a 1 per tutto il profilo indagato. Di conseguenza il coefficiente Ic è pari a 0.0 indicando un rischio molto basso (Figura 22).

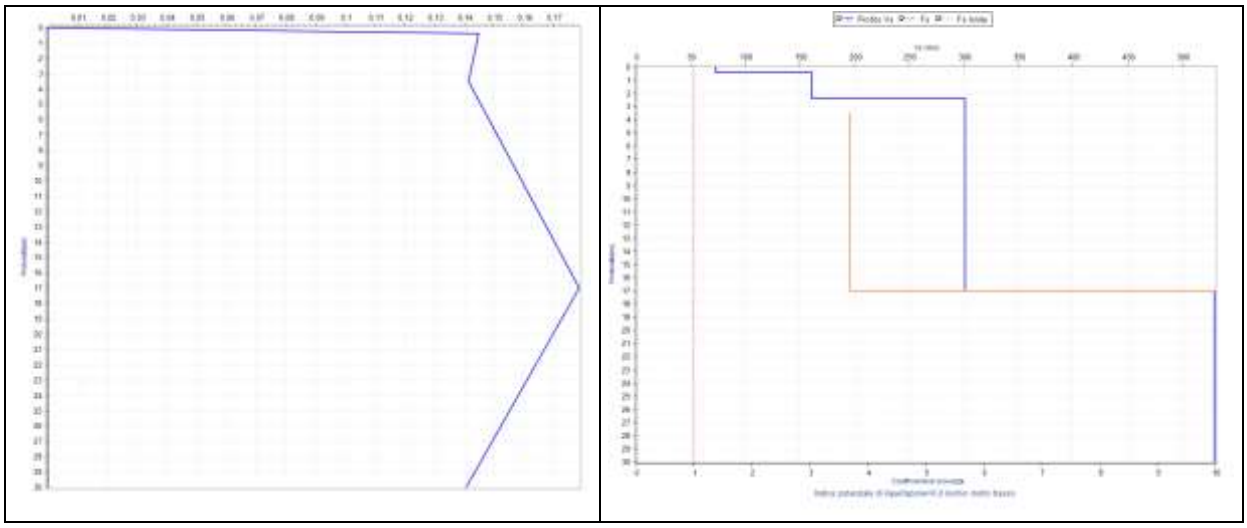


Figura 22 – Andamento del coefficiente CSR e Fs

4. GEOTECNICA

La definizione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione è stata effettuata sulla base dei risultati dei valori di resistenza penetrometrica della prove eseguite in sito e dai dati bibliografici validi per litologie similari. In sito sono state effettuate n.2 prove penetrometriche statiche per caratterizzare i terreni di fondazione sino ad una profondità massima di circa 6.00 m da p.c.. La prova penetrometrica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi d) misurando il numero di colpi N necessari al suo avanzamento o la pressione necessaria all'avanzamento della punta stessa. (Figura 23).

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 23 – Prova penetrometrica statica da 20 ton e dinamica superpesante

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica. Nella prova penetrometrica statica invece lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di manometri, collegati al martinetto mediante una testa di misura idraulica o attraverso una cella di carico a lettura digitale. La punta conica (del tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante, per la misura dell'attrito

laterale: punta/manicotto tipo "Begemann". Le dimensioni della punta/manicotto sono standardizzate, e precisamente:

- diametro Punta Conica meccanica ∅ = 35,7 mm
- area di punta Ap = 10 cm^2
- angolo di apertura del cono α = 60 °
- superficie laterale del manicotto Am = 150 cm^2

Le resistenze specifiche Qc (Resistenza alla punta RP) e Ql (Resistenza Laterale RL o fs attrito laterale specifico che considera la superficie del manicotto di frizione) vengono desunte tramite opportune costanti e sulla base dei valori specifici dell'area di base della punta e dell'area del manicotto di frizione.

I risultati della prova sono riportati in Allegato 2, completi dei diagrammi e delle letture, mentre l'ubicazione delle indagini è riportata in Allegato 1 ed in Figura 24.

Figura 24 – Ubicazione prove penetrometriche dinamiche

4.1. Modello geotecnico

Per la definizione dei parametri geotecnici si è fatto riferimento alle usuali correlazioni semiempiriche che definiscono i valori di coesione non drenata c_u, angolo di attrito interno ϕ, densità γ, e modulo elastico E, in relazione alla resistenza penetrometrica. A livello genereale si trovano successioni di livelli coesivi e granulari. Nel dettaglio le prove risultano piuttosto omogenee tra loro ed evidenziano la presenza, al di sotto di un primo strato di suolo dello spessore di circa 0.60 m, di un livello a comportamento prevalentemente coesivo, che si estende sino a 1.80 m mediamente compatto. Infine, da 1.80 m sino a massima profondità indagata si estende uno strato a comportamento granulare ben addensato. Lo studio dei parametri misurati Cdeve essere sviluppato in termini non più deterministici ma bensì aleatori, cioè ciò che prima era identificato da un valore adesso è descritto da una variabile che rappresenta un insieme di numeri riferiti alla stessa grandezza fisica. La distribuzione di questa grandezza può quindi essere rappresentata da una funzione continua di tipo normale (gaussiano) dove sulle ascisse sono riportati i valori della variabile (Fs) 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 e della buona omogeneità dei terreni è stato definito un unico modello così schematizzato partendo dal piano campagna originale:

STRATO A: da p.c. sino a -0.60 m: suolo.

Parametri caratteristici: γ = 1.7 kg/dm^3.

STRATO B: da -0.60 m sino a -1.80 m: depositi coesivi compatti.

Parametri caratteristici: C_{uk} = 0.6 kg/cm^2 γ = 1.8 kg/dm^3.

STRATO C: da -1.80 m sino a –6.00 m: depositi granulari ben addensati.

Parametri caratteristici: Φ_k = 35° γ = 1.8 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 effettuate e dell'analisi di II livello, il profilo stratigrafico dei terreni di fondazione è classificabile come **tipo C** secondo i disposti della Ordinanza del Presidente del Consiglio 20 marzo 2003 n.3274 e successive modifiche.

4.2. Analisi delle soluzioni fondali

L'applicazione di un carico concentrato sulla superficie del terreno produce un fascio di reazioni con intensità decrescente allontanandosi in orizzontale ed approfondendosi sulla verticale rispetto al punto di applicazione. In funzione della geometria e delle dimensioni della fondazione o del piano di appoggio, i carichi saranno diffusi a profondità differenti. Le proprietà geotecniche dei terreni permettono l'impiego di fondazioni superficiali. Sono previste fondazioni nastriformi con incastro non inferiore a 60 cm compreso il magrone di sottofondazione, posate a 1.80 m da p.c.. 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.

Denom. della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situzioni 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

4.3. Calcolo della capacità portante

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

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

4.3.1. Approccio 2 combinazione unica A1+M1+R3

Questo tipo di combinazione prevede l'impiego dei parametri caratteristici (M1) del modello geotecnico così come riportato nel capitolo 4.1. Effettuando il calcolo secondo la formula sopra riportata e riducendo la capacità portante secondo i valori della tabella 6.4.I

riferendosi al coefficiente γ_r relativo a R3 (2.30) raggiungeremo la seguente portata di progetto Rd da confrontare con le azioni corrispondenti ad A1:

combinazione fondamentale Rd = 5.9 Kg/cm^2

combinazione sismica Rd = 3.1 Kg/cm^2

Nel dimensionamento delle fondazioni è tuttavia necessario tener conto non solo della resistenza al taglio dei terreni, ma anche dei cedimenti indotti dal carico applicato. E' stata pertanto eseguita una verifica dei cedimenti indotti nel terreno di fondazione per stimare il sovraccarico di esercizio (SLE) da attribuire ai depositi indagati in modo che i cedimenti derivati siano compatibili con le strutture in progetto.

4.3.2. Verifica allo slittamento

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità della fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di una componente dovuta all'adesione e una dovuta all'attrito fondazione-terreno; la resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno non è stata messa in conto. La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

FRd = Nsd tanδ+ca A'

Nella quale Nsd è il valore di calcolo della forza verticale, δ è l'angolo di resistenza al taglio alla base del plinto, ca 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 γ_r relativo a R3 (1.10), la resistenza allo slittamento considerando un carico di fondazione pari a 4.00 kg/cm^2 (SLU) risulta: **Rd = 1.9 Kg/cm^2**

4.4. 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: A1+M1+R1. 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);

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 *Ic* al risultato N della prova penetrometrica dinamica:

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

dove:

q' = pressione efficace lorda;
s'vo = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
B = larghezza della fondazione;
Ic = indice di compressibilità;
fs, fH, ft = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

La fondazione è stata considerata rigida. Da questa formula, imponendo un carico di esercizio (SLE) sulla fondazione pari a 1.2 kg/cm^2 si ricavano valori dei cedimenti compresi tra i 5/10 millimetri. Data la natura essenzialmente granulare dei depositi rilevati in sito la maggior parte dei cedimenti si esaurirà al momento della posa delle fondazioni. I cedimenti secondari e differenziali sono considerati trascurabili. I valori dei cedimenti 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.

4.5. 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 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 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. INDICAZIONI SULL'INVARIANZA

La nuova regionale sulla difesa del suolo, sulla prevenzione e mitigazione del rischio idrogeologico e sulla gestione dei corsi d'acqua (l.r. n. 4 del 15 marzo 2016) ha come scopo principale l'attenuazione del livello di rischio idrogeologico al fine della tutela dei cittadini e delle attività economiche, attraverso iniziative capaci di mettere in sicurezza il territorio. La legge specifica e disciplina le attività di competenza di Regione Lombardia riguardanti la difesa del suolo, la gestione dei corsi d'acqua e del demanio idrico nel territorio regionale. Inoltre, stabilisce gli strumenti utili a realizzare tali attività per raggiungere gli obiettivi legati alla difesa del suolo, alla gestione del demanio idrico fluviale e al riassetto idraulico e idrogeologico. I principali temi che la legge affronta sono:

- gestione coordinata del reticolo idrico minore, di competenza comunale, e dei reticoli principale e consortile
- rispetto dell'invarianza idraulica, dell'invarianza idrogeologica e del drenaggio urbano sostenibile
- attività di polizia idraulica nel demanio idrico fluviale
- manutenzione continuata e diffusa del territorio, dei corsi d'acqua, delle opere di difesa del suolo, delle strutture e dei sistemi agroforestali di difesa del suolo
- ripristino delle condizioni di maggiore naturalità dei corsi d'acqua, recupero delle aree di pertinenza idraulica e riqualificazione fluviale
- riordino delle competenze sulla navigazione interna delle acque
- nuove competenze in tema di difesa del suolo per i Consorzi di bonifica e irrigazione.

Nel caso in studio, il tema d'interesse riguarda l'invarianza idraulica che in sintesi consiste nella limitazione dei deflussi delle acque verso il reticolo idrico o la fognatura in caso di realizzazione di nuovi edifici civili e industriali, di parcheggi e strade e di interventi di riqualificazione o comunque di trasformazione del suolo. Nello specifico l'articolo di riferimento è il n.7 che introduce il concetto ed apporta modifiche al testo della legge regionale n.12/2005 (Legge per il Governo del Territorio). Al comma 5, l'articolo fa riferimento al Regolamento (R.R.

7/2017 del 23.11.2017 come modificato dal R.R. 8/2019 del 19.04.2019) contenete i metodi e i criteri per il rispetto dell'invarianza idraulica ed idrogeologica. Sulla base di diversi fattori indicati dal Regolamento i contenuti del progetto di invarianza configurano tipologie di studi via via più approfonditi (articolo 9). La tipologia del caso in studio dovrà essere verificata nella tabella di Figura 25.

CLASSE DI INTERVENTO		SUPERFICIE INTERESSATA DALL'INTERVENTO	COEFF. DEFLUSSO MEDIO PONDERALE	MODALITA' DI CALCOLO AMBITI TERRITORIALI (ARTICOLO 7)	
				AREA A - B	AREA C
0	Impermeabilizzazione potenziale qualsiasi	≤0.03 ha (≤ 300 mq)	qualsiasi	Requisiti minimi art.12 comma 1	
1	Impermeabilizzazione potenziale bassa	Da > 0.03 a ≤ 0.1 ha (da > 300 a ≤ 1000 mq)	≤ 0.4	Requisiti minimi art.12 comma 2	
2	Impermeabilizzazione potenziale media	Da > 0.03 a ≤ 0.1 ha (da > 300 a ≤ 1.000 mq)	> 0.4	Metodo delle sole piogge (vedi articolo 11 e allegato G)	Requisiti minimi articolo 12 comma 2
		Da > 0.1 a ≤ 1 ha (da > 1.000 a ≤ 10.000 mq)	qualsiasi		
		Da > 1 a ≤ 10 ha (da > 10.000 a ≤ 100.000 mq)	≤ 0.4		
3	Impermeabilizzazione potenziale alta	Da > 1 a ≤ 10 ha (da > 10.000 a ≤ 100.000 mq)	> 0.4	Procedura dettagliata (vedi articolo 11 e allegato G)	

Figura 25 – Tabella 1 - RR 08/2019

6. CONCLUSIONI

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

1. *L'area in studio ricade nel comune di San Zeno Naviglio, classificato dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio in data 20 marzo 2003 n.3274 come di classe 3. La riclassificazione della Regione Lombardia ha confermato la classe di appartenenza.*
2. *Secondo i disposti dell'Ordinanza Presidente del Consiglio n.3274/2003 e le indicazioni contenute nel PGT i terreni di fondazione sono classificabili come di tipo C. Le analisi di II livello prodotta in sede di PGT ha confermato l'adeguatezza delle soglie regionali, così come l'analisi di secondo livello effettuata sulla base dell'indagine geofisica presa a riferimento. Dagli approfondimenti eseguiti si assegna la classe topografica T1.*
3. *I terreni di fondazione sono costituiti da alluvioni fluvioglaciali a natura prevalentemente sabbioso ghiaiosa.*
4. *Durante le indagini del Dicembre 2021 la falda non è stata individuata sino alla profondità di 3.40 da p.c.. Dai dati bibliografici si rileva una soggiacenza di circa 3.00-4.00 metri. A seguito delle variazioni stagionali la soggiacenza potrebbe ulteriormente ridursi.*
5. *Il calcolo della capacità portante è stato effettuato secondo la metodologia proposta dall'approccio 2. I valori sono riportati all'interno della relazione.*
6. *Il calcolo dei cedimenti è stato eseguito con il metodo dell'elasticità.*
7. *I terreni di fondazione non saranno soggetti a liquefazione in caso di sisma.*
8. *Le terre da scavo dovranno essere trattate nel rispetto della normativa vigente.*

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

Dr. Geol. Corrado Aletti

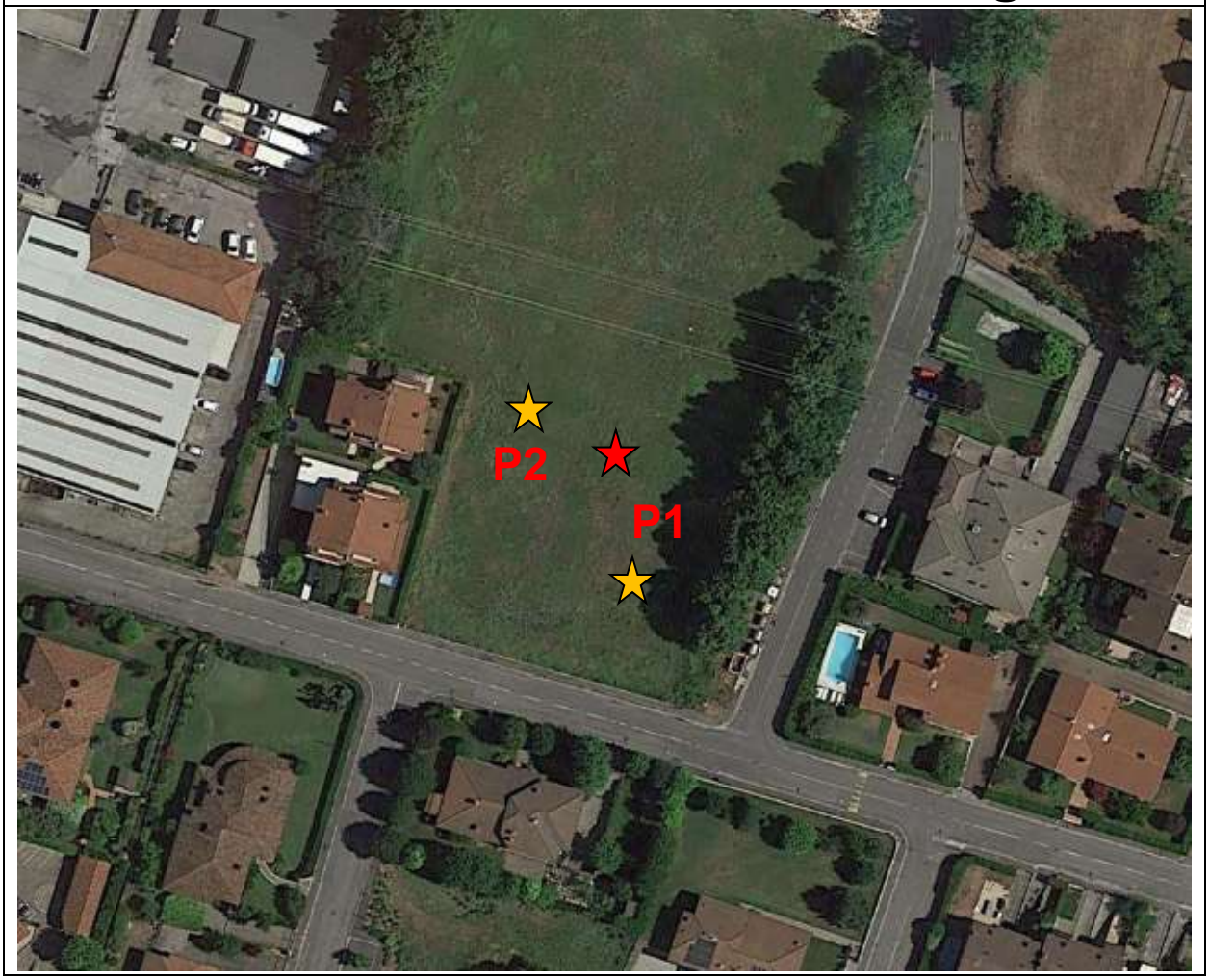
documento firmato digitalmente

Seniga 17.12.2021

7. TABELLA RIASSUNTIVA PARAMETRI GEOLOGICI

FOGLIO	**1**					
MAPPALE	**679**					
QUOTA (m.s.m)	**113.8**					
QUOTA FALDA (m.s.m)	**108-109 (da PGT)**					
SOGGIACENZA (m)	**4.00 -5.00**					
CLASSE FATTIBILITA'	**3**					
ZONA SISMICA	**3**					
PERICOLOSITA' SISMICA	**Z4a**					
ANALISI SISMICA DI II LIVELLO	**Fa < Soglia**					
CLASSE TOPOGRAFICA	**T1**					
CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO	**C**					
CLASSE DELL'EDIFICIO	**II**					
PARAMETRI SISMICI		**Ag (g)**	**Fo**	**Tc (s)**		
	SLV	**0.149**	**2.430**	**0.275**		
	SLD	**0.054**	**2.462**	**0.236**		
AMPLIFICAZIONE STRATIGRAFICA SS	**1.50**					
AMPLIFICAZIONE TOPOGRAFICA ST	**1.0**					
LIQUEFAZIONE	**NO**					
MODELLO GEOTECNICO	**Nome**	**Profondità**	**γ** (kg/dm^3)	**φ** (°)	**Cu** (kg/cm^2)	**E** (kg/cm^2)
	A	0.0 – 0.60	**1.7**	**/**	**/**	**/**
	B	0.60 – 1.80	**1.8**	**/**	**0.6**	**70**
	C	1.80 – 6.00	**1.8**	**35**	**/**	**300**
TIPO DI FONDAZIONE	**NASTRIFORME**					
RESISTENZA SLU FONDAMENTALE kg/cm^2	**4.0**					
RESISTENZA SLU SISMICA kg/cm^2	**2.1**					

TAVOLA 1 - Ubicazione indagini



- CPT

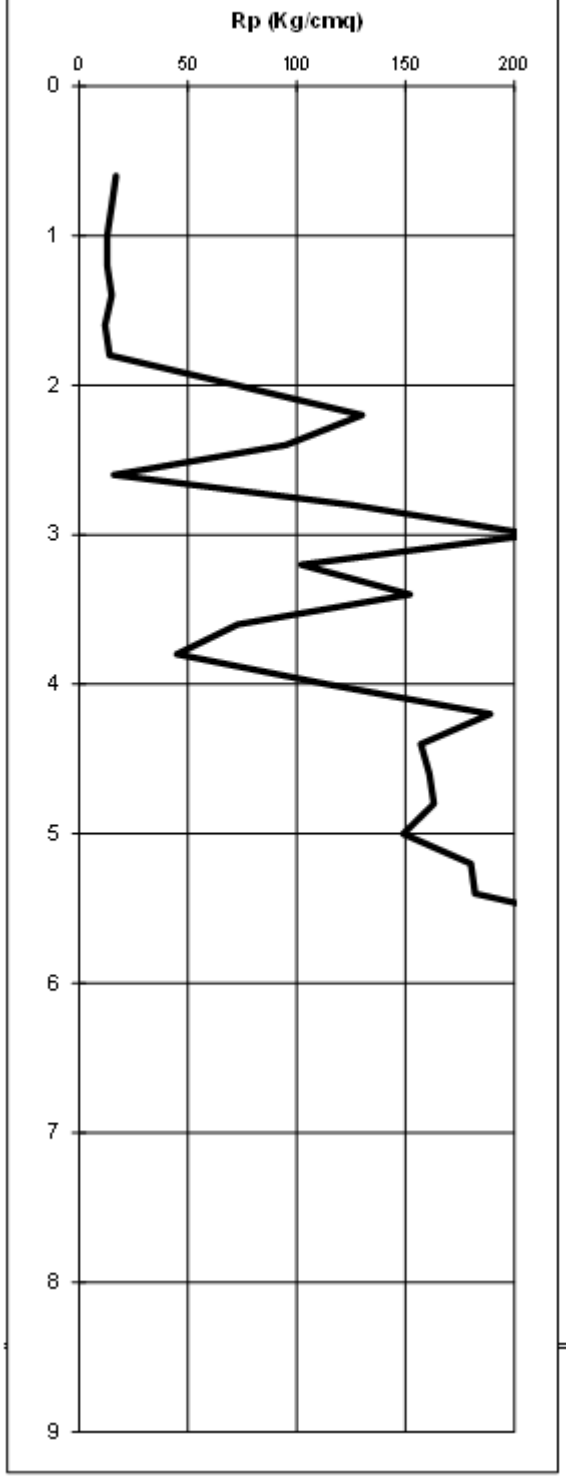
- HVSR

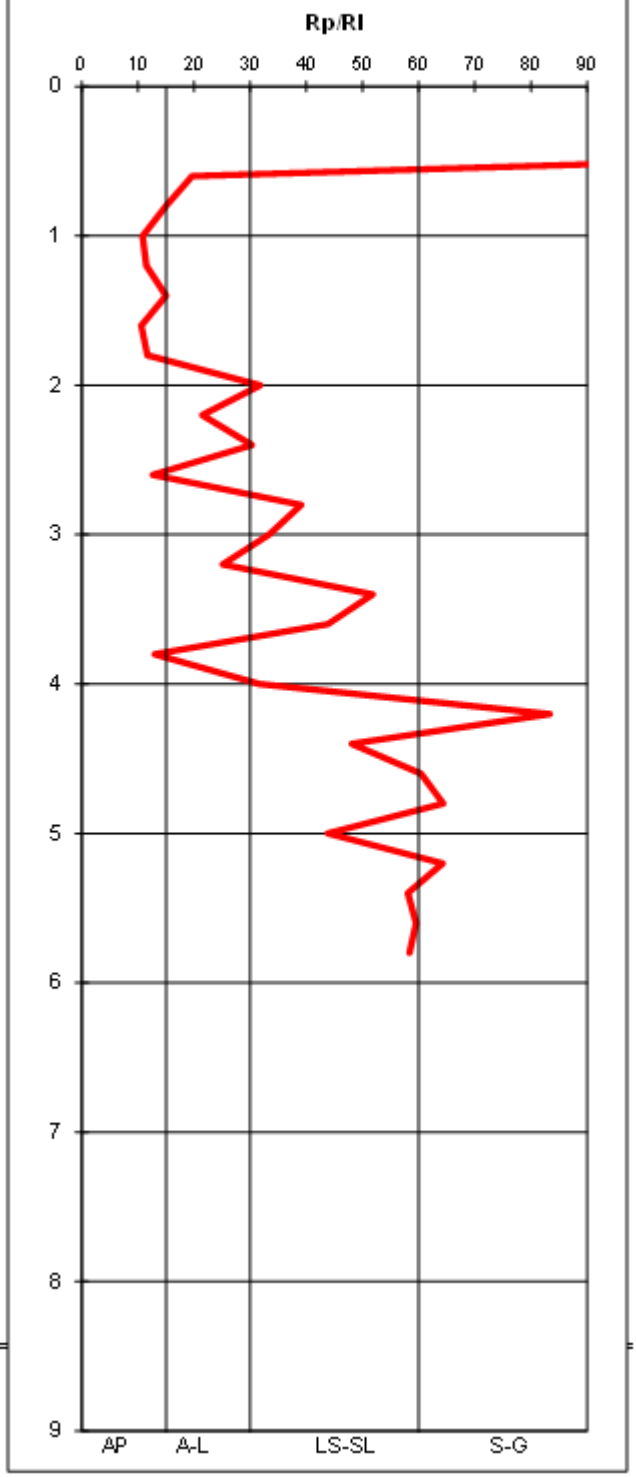
ALLEGATO 1 - Prove penetrometriche

Prova n°	1	Data	02/03/2022
Committente	Dufresco S.r.l.	Falda	-
Comune	San Zeno	Quota	3.4
Cantiere	ATR2		pag. 1

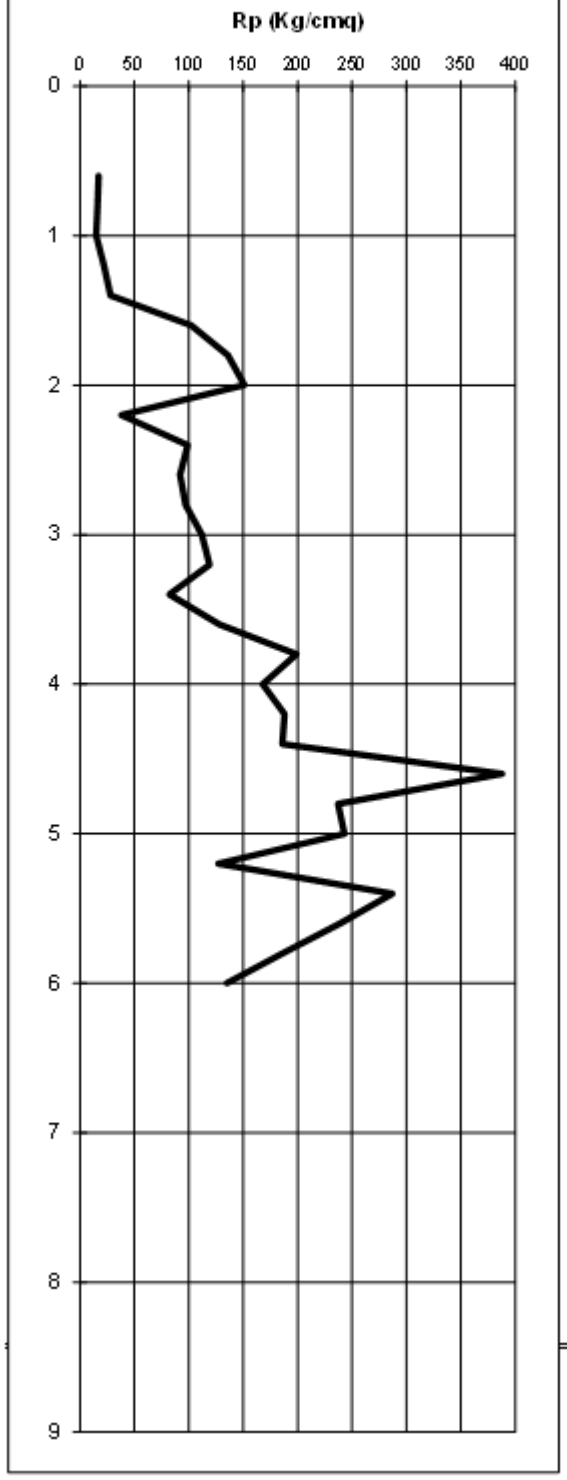
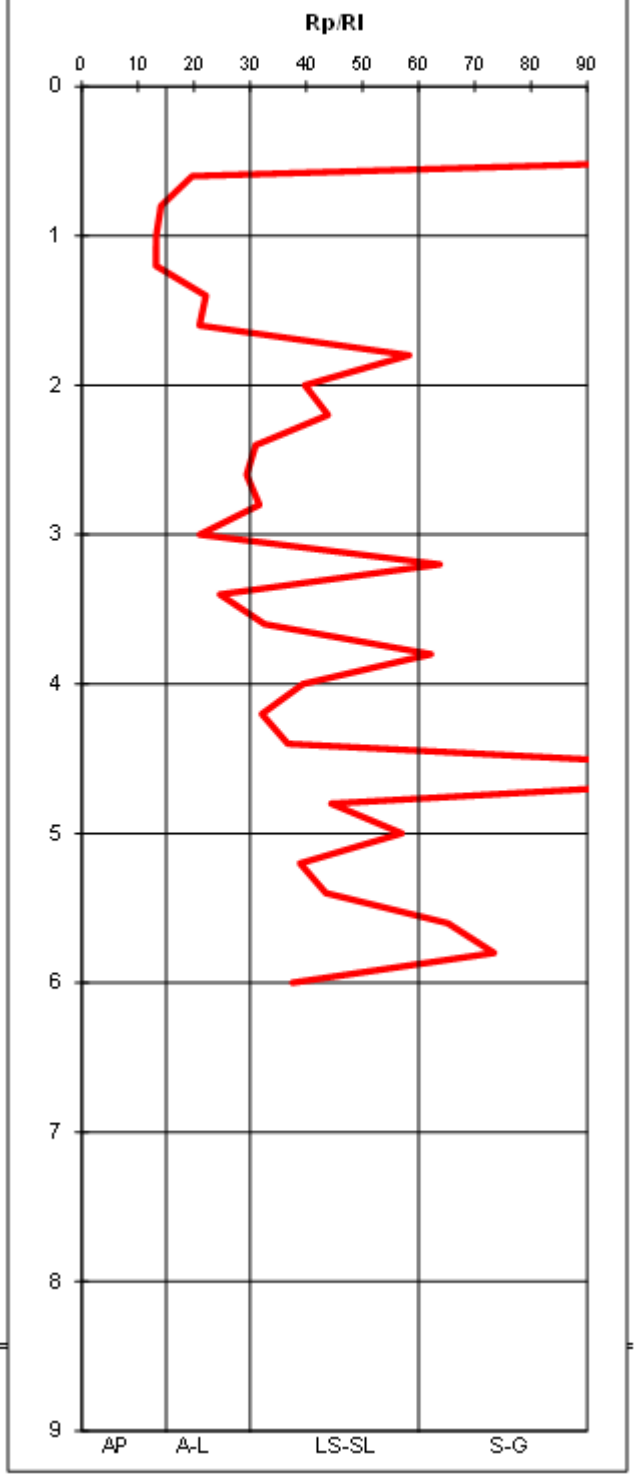
Prof. m	P Kg/cmq	P+L Kg/cmq	Rt Kg/cmq	Rp Kg/cmq	RI Kg/cmq	Rp/RI	litologia (A.G.I. 1977)
0.0							
0.2							
0.4				0	indeterm.	200	sabbie e ghiaie
0.6	17	30		17	0.87	20	argille e limi
0.8	15	30		15	1.00	15	argille e limi
1.0	13	31		13	1.20	11	argille plastiche
1.2	13	30		13	1.13	11	argille plastiche
1.4	15	30		15	1.00	15	argille e limi
1.6	12	29		12	1.13	11	argille plastiche
1.8	14	32		14	1.20	12	argille plastiche
2.0	72	106		72	2.27	32	sabbie lim. e limi sabb.
2.2	130	221		130	6.07	21	argille e limi
2.4	95	142		95	3.13	30	argille e limi
2.6	16	35		16	1.27	13	argille plastiche
2.8	125	173		125	3.20	39	sabbie lim. e limi sabb.
3.0	209	303		209	6.27	33	sabbie lim. e limi sabb.
3.2	102	163		102	4.07	25	argille e limi
3.4	152	196		152	2.93	52	sabbie lim. e limi sabb.
3.6	73	98		73	1.67	44	sabbie lim. e limi sabb.
3.8	45	97		45	3.47	13	argille plastiche
4.0	114	168		114	3.60	32	sabbie lim. e limi sabb.
4.2	189	223		189	2.27	83	sabbie e ghiaie
4.4	157	206		157	3.27	48	sabbie lim. e limi sabb.
4.6	161	201		161	2.67	60	sabbie lim. e limi sabb.
4.8	163	201		163	2.53	64	sabbie e ghiaie
5.0	149	200		149	3.40	44	sabbie lim. e limi sabb.
5.2	180	222		180	2.80	64	sabbie e ghiaie
5.4	182	229		182	3.13	58	sabbie lim. e limi sabb.
5.6	242	303		242	4.07	60	sabbie lim. e limi sabb.
5.8	280	352		280	4.80	58	sabbie lim. e limi sabb.
6.0	276	325			3.27		

Prova n°	1	Data	02/03/2022
Committente	Dufresco S.r.l.	Falda	-
Comune	San Zeno	Quota	3.4
Cantiere	ATR2		pag. 2





Prova n°	2	Data	02/03/2022
Committente	Duferco S.r.l.	Falda	-
Comune	San Zeno	Quota	3.1
Cantiere	ATR2		pag. 1

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	17	30		17	0.87	20	argille e limi
0.8	16	33		16	1.13	14	argille plastiche
1.0	15	32		15	1.13	13	argille plastiche
1.2	22	47		22	1.67	13	argille plastiche
1.4	28	47		28	1.27	22	argille e limi
1.6	102	175		102	4.87	21	argille e limi
1.8	136	171		136	2.33	58	sabbie lim. e limi sabb.
2.0	151	208		151	3.80	40	sabbie lim. e limi sabb.
2.2	38	51		38	0.87	44	sabbie lim. e limi sabb.
2.4	99	147		99	3.20	31	argille e limi
2.6	92	139		92	3.13	29	argille e limi
2.8	97	143		97	3.07	32	sabbie lim. e limi sabb.
3.0	112	192		112	5.33	21	argille e limi
3.2	119	147		119	1.87	64	sabbie e ghiaie
3.4	82	132		82	3.33	25	argille e limi
3.6	128	187		128	3.93	33	sabbie lim. e limi sabb.
3.8	199	247		199	3.20	62	sabbie e ghiaie
4.0	168	232		168	4.27	39	sabbie lim. e limi sabb.
4.2	188	276		188	5.87	32	sabbie lim. e limi sabb.
4.4	186	262		186	5.07	37	sabbie lim. e limi sabb.
4.6	388	430		388	2.80	139	sabbie e ghiaie
4.8	237	317		237	5.33	44	sabbie lim. e limi sabb.
5.0	243	307		243	4.27	57	sabbie lim. e limi sabb.
5.2	127	176		127	3.27	39	sabbie lim. e limi sabb.
5.4	287	386		287	6.60	43	sabbie lim. e limi sabb.
5.6	239	294		239	3.67	65	sabbie e ghiaie
5.8	186	224		186	2.53	73	sabbie e ghiaie
6.0	135	189		135	3.60	38	sabbie lim. e limi sabb.

Prova n°	2	Data	02/03/2022
Committente	Duferco S.r.l.	Falda	-
Comune	San Zeno	Quota	3.1
Cantiere	ATR2		pag. 2