

197-2022

---

**COMUNE DI AMBIVERE**  
Provincia di Bergamo

---

**Intervento di ristrutturazione edilizia con  
demolizione e ricostruzione in via Alcide de  
Gasperi – Alloggi ERP**  
Foglio 9, mappale 146



Relazione Geologica e Geotecnica (R1 R2 R3)

(ai sensi del D.M. 17/01/2018, DGR 2616/2011 e DGR 5001/2016)

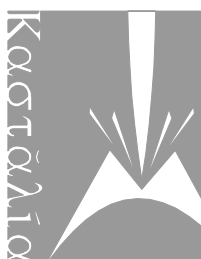
---

*committente*

---

**Comune di Ambivere**  
Via Dante Alighieri, 2 - 24030 Ambivere (BG)

07 settembre 2022

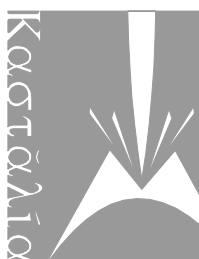


## INDICE

1.	PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO .....	3
2.	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO .....	6
3.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO .....	7
4.	ATTIVITA' CONOSCITIVE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE DEL SITO DI INTERESSE .....	12
4.1	Prove penetrometriche dinamiche.....	13
4.2	Indagine geofisica.....	13
5.	DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO: DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI "fk" DEI PARAMETRI DEL TERRENO DI FONDAZIONE .....	18
6.	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO, DELLA CATEGORIA TOPOGRAFICA E DEI PARAMETRI SISMICI DI SITO E DI PROGETTO IN RELAZIONE ALLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA.....	19
6.1	<i>Analisi della suscettibilità alla liquefazione del terreno.....</i>	23
7.	VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI ATTRAVERSO IL METODO DELLE "TENSIONI AMMISSIBILI" E STIMA DEI CEDIMENTI – D.M. LL.PP. 11/03/1988.....	25
8.	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) – <u>CONDIZIONI STATICHE</u> .....	26
9.	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO "SLE" (D.M. 17/01/2018) – <u>CONDIZIONI STATICHE</u> .....	30
10.	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) – <u>CONDIZIONI DINAMICHE</u> .....	32
11.	CONCLUSIONI .....	34

## ELENCO ALLEGATI

1.	Inquadramento geografico (scala 1:10.000)
2.	Inquadramento geologico (scale 1:25.000)
3.	Ubicazione prove penetrometriche dinamiche
4.	Prove penetrometriche dinamiche
5.	Approfondimento sismico di secondo livello
6.	Parametri sismici di sito e di progetto



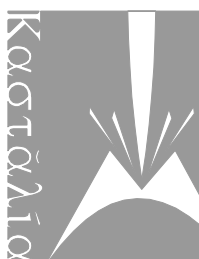
## 1. PREMESSA E QUADRO DI RIFERIMENTO NORMATIVO

Su incarico della Committenza viene redatta la presente Relazione Geologica e Geotecnica, che espone le modalità e le risultanze dell'indagine eseguita in comune di Ambivere (BG) – via Alcide de Gasperi, nelle aree identificate catastalmente al Foglio 9, Mappale 146 destinate ad ospitare la realizzazione di un intervento di ristrutturazione edilizia mediante demolizione e ricostruzione di edifici da destinare ad alloggi di Edilizia Residenziale Pubblica (ERP).

Scopo dell'indagine è stato la caratterizzazione geologica del sito e geotecnica dei terreni presenti nell'area, come prescritto dal Testo Unico di recente aggiornato "*Norme Tecniche per le Costruzioni*" (**D.M. 17/01/2018**) e come già prima previsto dal **D.M. LL. PP. 11/03/88** "*Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione*", emanato in attuazione della Legge 02/02/1974 n. 64, art. 1, che impone per tutte le opere presenti sul territorio nazionale la realizzazione di apposite indagini di approfondimento geologico e geotecnico a supporto della progettazione, oltre che in osservanza della **D.G.R. Lombardia n. 2616/2011** e delle Norme Geologiche di Piano del vigente P.G.T. comunale di Ambivere.

Dal punto di vista normativo si è fatto riferimento a:

- ✓ **Legge 2 febbraio 1974, n. 64:** Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- ✓ **Ministero dei Lavori Pubblici, Decreto Ministeriale 11 marzo 1988:** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione e relativa **Circolare n. 30483 del 28 settembre 1988**
- ✓ **Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008:** Testo Unitario – Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- ✓ **Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018:** Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (Supplemento Ordinario alla G.U. n. 42 del 20/02/2018 – Serie Generale, n. 8)
- ✓ **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009
- ✓ **Legge 24 giugno 2009, n. 77:** Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici nella regione Abruzzo nel mese di aprile 2009 e ulteriori interventi urgenti di protezione civile
- ✓ **Regione Lombardia, Delibera di Giunta Regionale 30 novembre 2011 n. IX/2616:** Aggiornamento dei criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del PGT
- ✓ **Regione Lombardia, Delibera di Giunta Regionale 11 luglio 2014 n. X/2129:** Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d)



- ✓ **Regione Lombardia, Legge Regionale 12 ottobre 2015 n. 33:** Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche; come modificata dall'art. 16 della L.R. 29 dicembre 2015 n. 42
- ✓ **Regione Lombardia, Delibera di Giunta Regionale 30 marzo 2016 n. X/5001:** approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (L.R. 33/2015, art. 23 comma 1 e art. 13 comma 1)

Come si evince dall'elenco riportato, le normative citate comprendono il D.M. 17-01-2018 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*", in attuazione dal 22 marzo 2018, che prevede che le verifiche strutturali vengano sempre effettuate con il metodo agli stati limite, in condizioni statiche ed in condizioni dinamiche.

Ai sensi dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica*" (G.U. n. 105 del 8.5.2003), allegato 1, il territorio comunale di Ambivere era classificato in zona 4, definita come un'area con accelerazione orizzontale  $a_g/g$ , con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni inferiore a 0.05.

Con DGR 2129-2014 la Regione Lombardia ha provveduto a riclassificare, dal punto di vista sismico, il territorio di propria competenza, e ha attribuito il comune di **Ambivere** alla più penalizzante **Zona Sismica 3**.

Tale ri-classificazione sismica è stata confermata da Regione Lombardia con **D.G.R. 30 marzo 2016 n. X/5001** "*Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (L.R. 33/2015, art. 23 comma 1 e art. 13 comma 1)*", entrata definitivamente in vigore il 10 aprile 2016. Pertanto, il presente elaborato tecnico tiene conto, a norma di legge, della attuale classificazione sismica di Ambivere, ovvero della Zona Sismica 3.

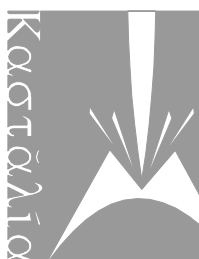
Per quanto riguarda la categoria di tipo di costruzione, si può fare utilmente riferimento alla tabella che segue (tabella 2.4.1 delle NTC2018), dalla quale si evince come l'opera in futura edificazione sul lotto in esame appartenga alla seconda categoria.

*Classificazione di costruzioni e opere secondo il D.M. 17/01/2018 NTC*

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale $V_N$ di progetto per i diversi tipi di costruzioni		
TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Infine, per quanto attiene la classe d'uso, la tipologia di costruzione oggetto di intervento rientra nella classe II, nella quale sono comprese "*Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza*





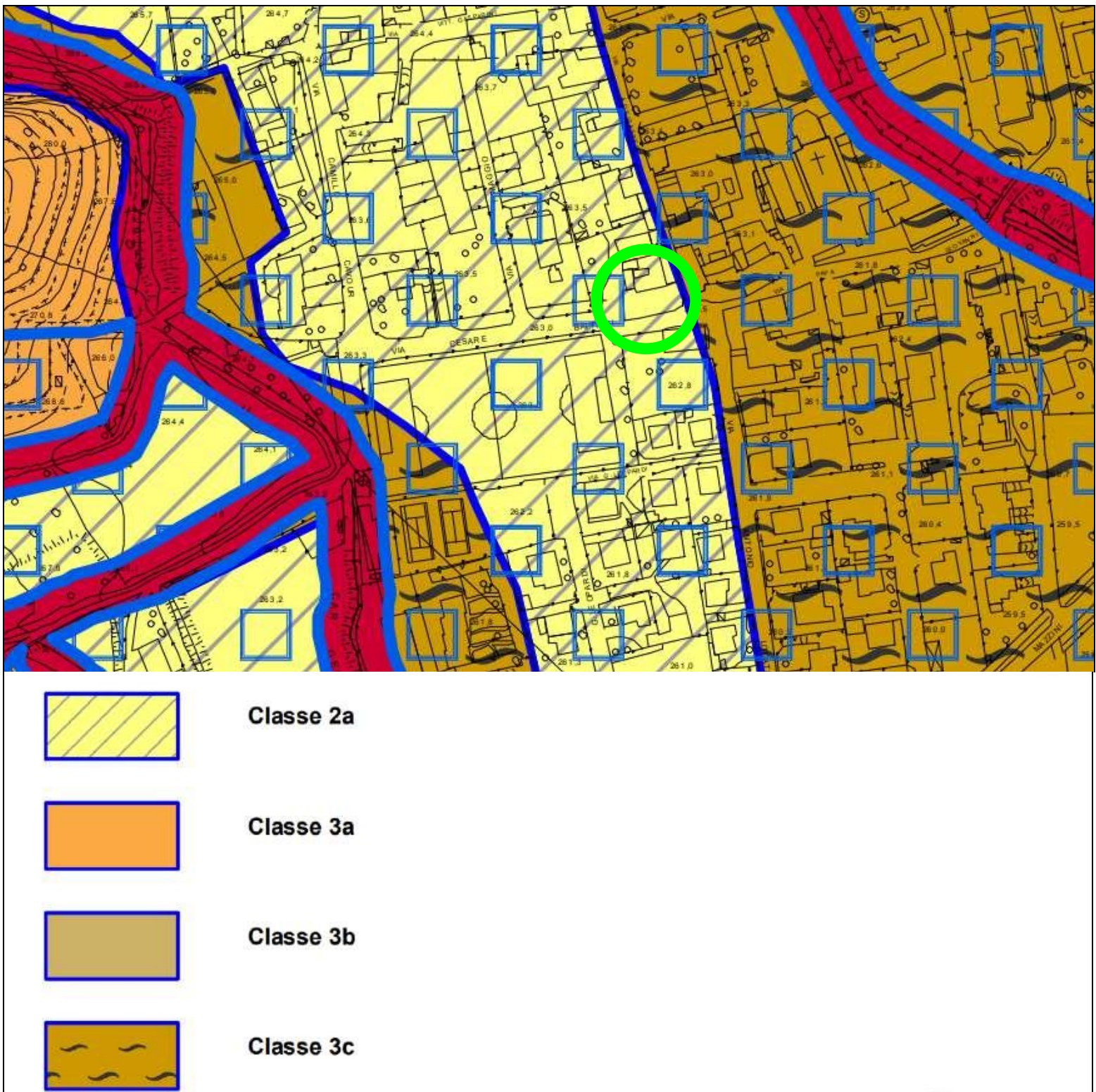
*contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento), gli uffici, i negozi".*

Non risulta pertanto possibile applicare la verifica alle Tensioni Ammissibili, secondo il D.M. LL. PP. 11.03.1988, non più ammessa. Nonostante ciò, al fine di consentire un confronto che si ritiene utile e costruttivo tra i diversi metodi e risultati cui gli stessi pervengono, e sui quali è naturalmente consolidata una diversa esperienza da parte degli operatori, l'elaborazione dei dati viene fornita secondo il metodo sopra indicato di vecchio utilizzo sul quale è consolidata una grande e storica esperienza diretta da parte degli operatori, oltre che anche secondo il metodo agli stati limite, secondo le N.T.C. 2018.

### **1.1 Verifica della fattibilità geologica dell'intervento (D.G.R. 2616/2011)**

Il Comune di Ambivere con l'adozione dello Studio Geologico del Territorio Comunale realizzato ai sensi dell'art. 57 della L.R. 12/2005 nell'ambito del nuovo *Piano di Governo del Territorio*, prevede recenti e precise disposizioni e obblighi di carattere locale in merito alla preventiva caratterizzazione geologica dei siti e geotecnica dei terreni da compiere per ogni singolo intervento edificatorio, peraltro da tempo ugualmente prevista e resa obbligatoria in sede di progettazione preliminare dalle regolamentazioni nazionali e comunitarie già vigenti e citate e la cui inosservanza è punita a norma dell'art. 20 della Legge 2 febbraio 1974 n. 64.

In conseguenza di ciò il presente elaborato oltre ad evadere le prescrizioni derivanti dalle normative in vigore di carattere sovracomunale, soddisfa anche i requisiti base previsti dalle norme di fattibilità geologica contenute nello strumento urbanistico comunale vigente, con particolare riferimento alle *Norme Geologiche di Piano* previste per la Classe di Fattibilità Geologica 2 (figura 1, fattibilità con modeste limitazioni alla modifica della destinazione d'uso dei terreni per problematiche legate alle scarse prestazioni geotecniche dei terreni fino alla profondità di circa - 3 / - 4 m da p.c.).

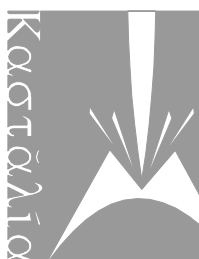


**Figura 1:** Stralcio della Carta della Fattibilità Geologica di Ambivere – non in scala (nel circolo verde l’area di interesse, appartenente alla Classe 3c).

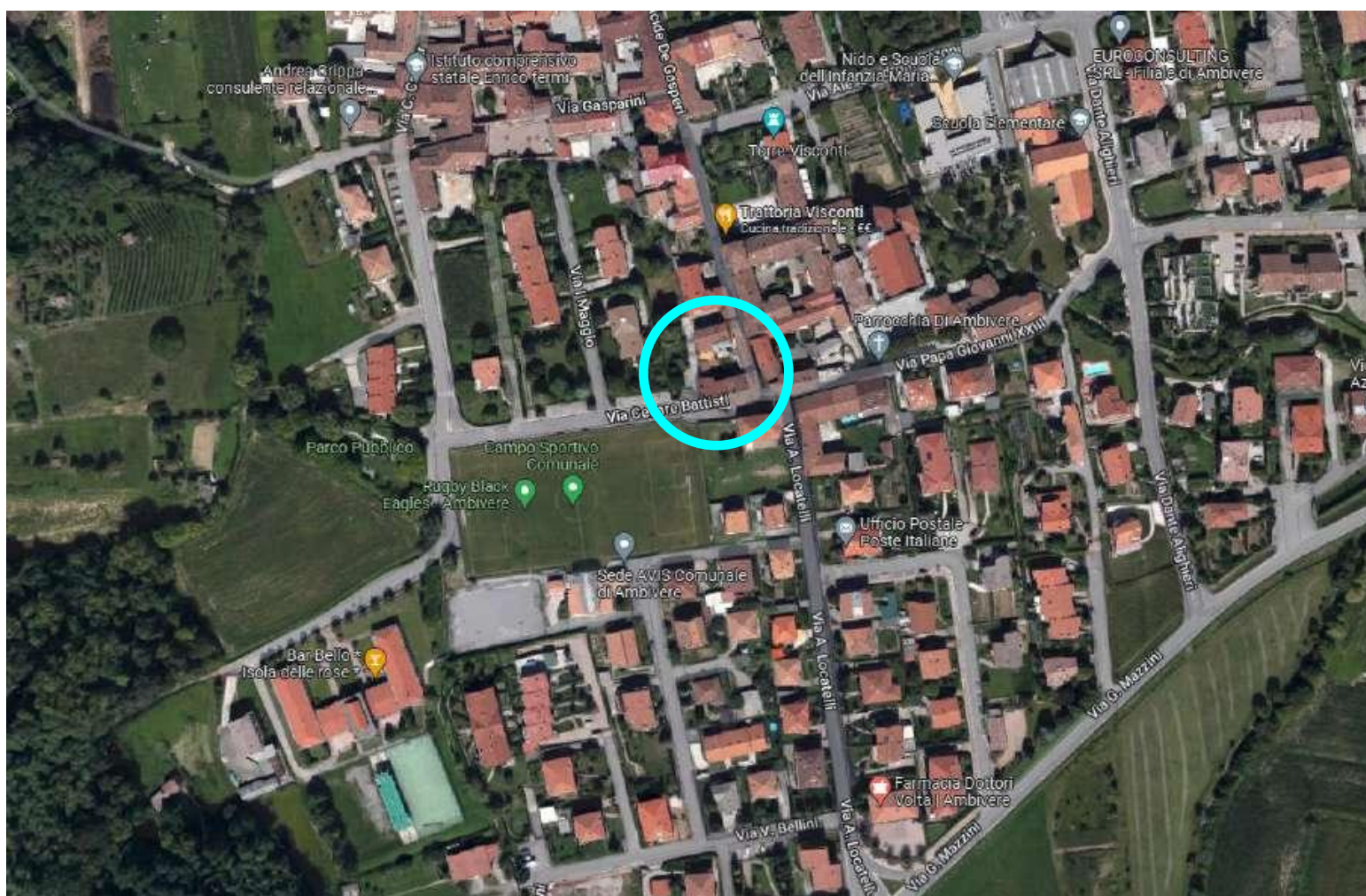
## 2. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L’area investigata si ubica all’interno del territorio comunale di Ambivere (BG), in via Alcide de Gasperi, ed è inquadrata nel foglio C5a2 della Carta Tecnica (scala 1: 10.000) della Regione Lombardia (allegato 1). In particolare, l’area di prossimo intervento si colloca alla quota di circa 262 m s.l.m., all’interno di un contesto già antropizzato.





Dal punto di vista catastale, l'area in studio è identificata al mappale 146 Foglio 9 del c.c. di Ambivere.



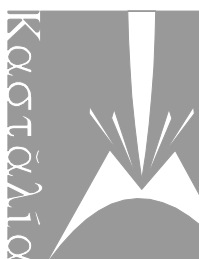
**Fig. 2:** inquadramento geografico dell'area. Nel circolo azzurro è racchiusa l'area di intervento

### 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista geologico l'area si inserisce all'interno di un panorama caratterizzato dalla presenza di depositi continentali di origine fluvioglaciale e di età pleistocenica-olocenica riferibili alla successione di eventi glaciali e interglaciali, ascrivibili all'Unità di Carvico. Nelle prospicienti aree collinari affiorano successioni rocciose appartenenti alla Formazione dell'Arenaria di Sarnico e al Flysch di Pontida. A scala locale, i depositi fluvioglaciali dell'Unità di Carvico risultano ripresi e rimaneggiati dall'attività torrentizia del Torrente Dordo, che ha comportato la deposizione di terreni alluvionali genericamente ascrivibili all'Unità Postglaciale.

Le unità sopra elencate possono essere così descritte:

Flysch di Pontida (52): si tratta di una successione torbidityca costituita da alternanze marnoso-arenacee a stratificazione variabile da sottile a spessa, a granulometria normalmente arenitica fine, cui si alternano strati e banchi calcareo-marnosi potenti fino ad alcuni metri, talora gradati e con base conglomeratica. Lo spessore della Formazione raggiunge i 600 metri circa nell'area-tipo (Pontida - M. Brocchione),



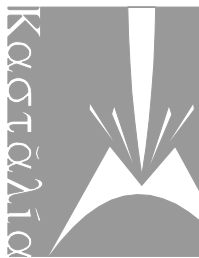
assottigliandosi lateralmente fino alla completa chiusura nel settore orientale della Provincia di Bergamo (Valle Adrara), dove l'Arenaria di Sarnico appoggia direttamente sui Banchi Caotici del Cenomaniano superiore. Il Flysch di Pontida affiora estesamente in tutto il bordo meridionale pedemontano della Provincia di Bergamo, tra l'Adda ed il Serio. L'unità è assente, o solo limitatamente riconoscibile, ad est del Fiume Serio, in quanto passa eteropicamente al Flysch di Colle Cedrina o è assente per lacuna. Nell'area di affioramento costituisce i rilievi a pieghe e sovrascorrimenti sviluppati a sud dell'Albenza (Pontida - M. Canto) e nei dintorni di Bergamo (Sorisole, Almè). Il limite inferiore della Formazione è graduale nei settori in cui la successione si presenta più completa e potente, e mostra una transizione alle sottostanti Peliti Rosse. La successione del Flysch di Pontida presenta un'associazione di facies relativamente monotona, costituita per la maggior parte da strati torbiditici incompleti alla base a geometria piano-parallela. Il rapporto arenaria/pelite cresce nella parte alta della Formazione, in prossimità del passaggio graduale alla sovrastante Arenaria di Sarnico. La distribuzione dei corpi calcareo-marnosi è irregolare e non mostra alcuna ciclicità. La frequenza e lo spessore degli stessi decrescono verso l'alto dell'unità. Le paleocorrenti delle torbiditi marnoso-arenacee mostrano una dispersione da E verso W. Dal punto di vista composizionale le areniti tipiche del Flysch di Pontida sono litareniti relativamente povere in feldspati, e ricche in quarzo policristallino e frammenti litici. La composizione è confrontabile con quella dell'Arenaria di Sarnico, ma differisce significativamente sia da quella delle Peliti Rosse e del Flysch di Bergamo (arcose litiche) che da quella del Flysch di Colle Cedrina (areniti ibride intrabacinali). Turoniano medio-superiore

Arenaria di Sarnico (53): l'unità è tipicamente costituita da un'alternanza di peliti ed arenarie di colore grigio, in strati da sottili a spessi, di origine torbiditica. È molto conosciuta nella fascia prealpina in quanto diffusamente utilizzata come pietra da costruzione. Affiora sia nella collina di Bergamo, in particolare sul versante nord, che a Monte Canto dove forma la costiera spartiacque. Limitati affioramenti di Arenaria di Sarnico si rinvencono a Paladina, presso l'alveo del Brembo e a Gromlongo, nei pressi della piana di Pontida. Il contatto con il sottostante Flysch di Pontida è sempre graduale e si produce con la progressiva comparsa degli strati più spessi e grossolani dell'Arenaria di Sarnico all'interno di quelli più fini dell'unità precedente. Lo spessore dell'unità è relativamente costante in tutta l'area in oggetto e può essere valutato attorno ai 400 metri. L'Arenaria di Sarnico si presenta essenzialmente con tre associazioni di facies, di seguito descritte in ordine di importanza.

A) Alternanza tra peliti grigie ed arenarie fini e medie, massive, senza evidenti strutture interne, in strati da medi a spessi; base netta e contatto superiore arenaria/pelite netto; strati tabulari e superfici di stratificazione piano-parallele; rapporto arenaria/pelite = 1.

B) Alternanze di peliti ed arenarie fini, in strati sottili, a volte medi, massivi o con strutture di Bouma, con lamine parallele, oblique o convolute; frequenti strutture da sfuggita d'acqua.



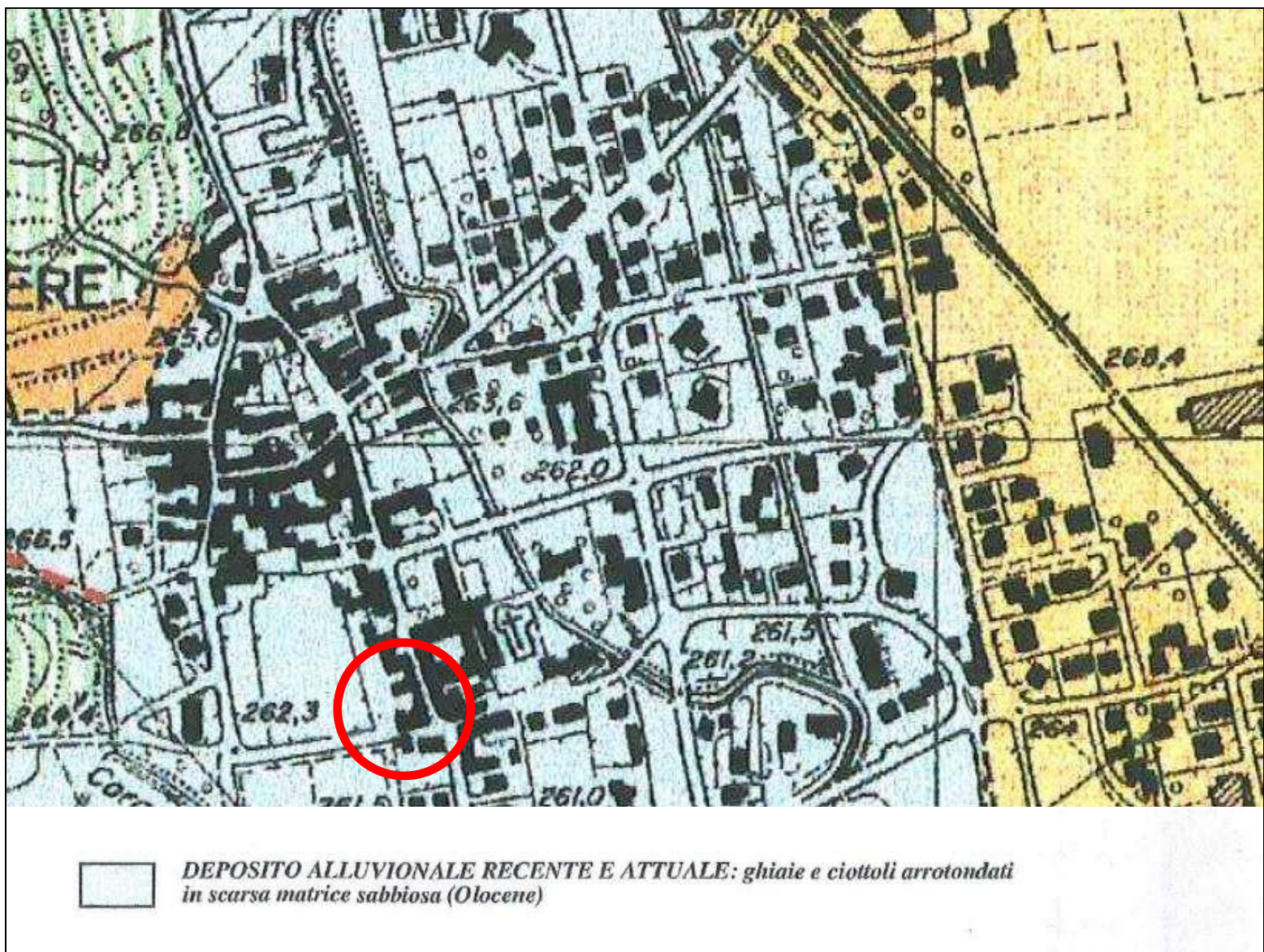


C) Orizzonti di arenarie medie e fini, amalgamate, in strati e banchi spessi fino a 7/8 metri di spessore; gradazione assente o poco sviluppata, con isolati granuli alla base dei singoli episodi amalgamati; base e tetto dei banchi netti, con superfici di stratificazione parallele o leggermente convergenti alla scala dell'affioramento; frequenti strutture da sfuggita d'acqua.

Le tre associazioni di facies sono ugualmente distribuite nell'area in esame, sia a Bergamo che a Monte Canto. L'Arenaria di Sarnico appartiene ad un sistema torbido che si imposta nel Bacino Lombardo nel Cretacico superiore e che risulta costantemente alimentato dai quadranti orientali. Dal punto di vista ambientale si possono riconoscere depositi di lobo (facies C), intercalati con i rispettivi depositi fini marginali (facies B) e a depositi di piana di bacino (facies A). La presenza di questo sistema torbido è da attribuirsi allo sviluppo di un bacino di avampaese nella zona di retroarco della nascente catena alpina durante il Coniaciano.

Unità di Carvico (65): si tratta di ghiaie a supporto clastico con matrice sabbiosa; i ciottoli sono arrotondati con diametri da centimetrici a decimetrici. La composizione petrografica risulta variabile in quanto a contenuto di carbonati ed elementi endogeno-metamorfici ed è estremamente arricchita in rocce terrigene a cemento carbonatico. Carattere costante è la presenza sommitale di uno strato limoso che annega le ghiaie sottostanti senza termini granulometrici intermedi. Detto strato corrisponde ad una consociazione di suoli moderatamente profondi, con scheletro scarso, media tessitura e drenaggio da buono a rapido. Questa unità è conosciuta anche con il nome di "*Livello Fondamentale della Pianura*".

Unità Postglaciale (119): si tratta di depositi fluvioglaciali costituiti da ghiaie a supporto clastico con matrice sabbiosa, prevalentemente da medio - grossolane a grossolane, in subordinate molto grossolane con locale presenza di ciottoli e massi. Le ghiaie, da mediamente selezionate a ben selezionate, si presentano da arrotondate a subarrotondate a discoidali.

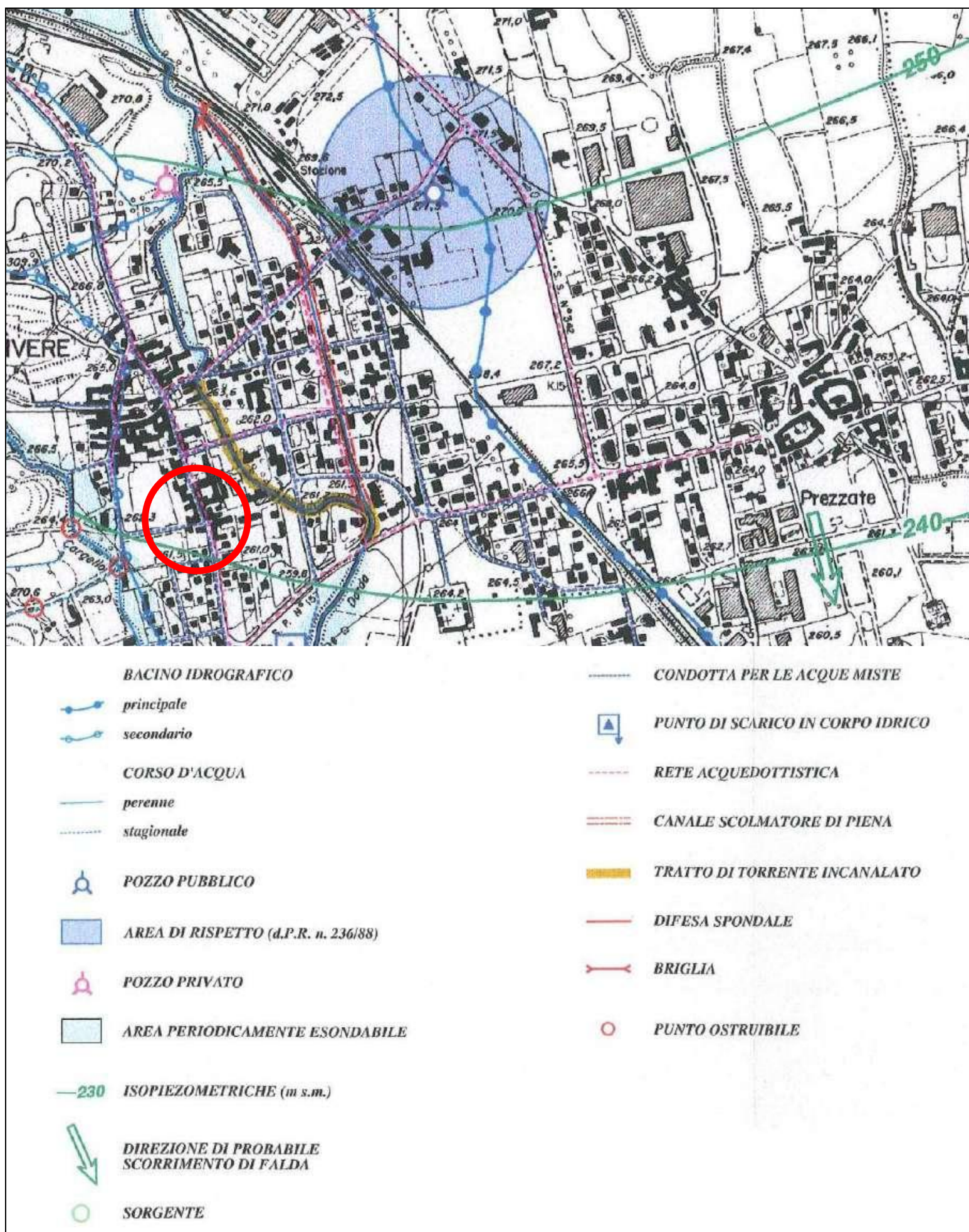


**Fig. 3:** stralcio della Carta Geolitologica allegata allo Studio Geologico comunale di Ambivere. Nel circolo rosso l'area in esame

Dal punto di vista geomorfologico il lotto si presenta pressoché pianeggiante. Lo speditivo rilievo geomorfologico effettuato non ha evidenziato la presenza di elementi di dinamica geomorfologica attiva in un intorno ritenuto significativo rispetto al progetto previsto.

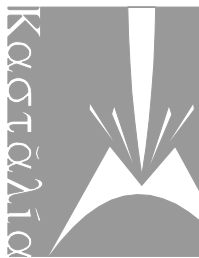
Dal punto di vista idrogeologico, la consultazione della Carta Idrogeologica allegata allo Studio Geologico comunale (stralcio in figura 4) consente di ipotizzare il passaggio, in corrispondenza dell'area esaminata, dell'isopiezometrica dei 242 m s.l.m. In considerazione del fatto che il piano campagna si colloca alla quota di circa 262 m s.l.m., ciò si traduce in un valore di soggiacenza pari a circa 20 m. Si tratta di un dato che, pur passibile di oscillazioni, consente di escludere qualsiasi interferenza fra l'edificio oggetto di ristrutturazione e le dinamiche di deflusso idrico ipogeo.





**Fig. 4:** stralcio della Carta Idrogeologica allegata allo Studio Geologico comunale di Ambivere. Nel circolo rosso l'area in esame





Dal punto di vista dell'idrografia di superficie, l'elemento più prossimo all'area di interesse è costituito dal "*Torrente Dordo*", che scorre a poco più di 100 metri di distanza in direzione Est. Il torrente ha da sempre manifestato una certa predisposizione allo sviluppo di fenomeni esondativi, legati anche all'intensa antropizzazione subita dal territorio dell'Isola Bergamasca, tale da aver portato l'estensore dello Studio Geologico all'istituzione di una fascia di classe 3c, sub parallela al corso d'acqua, dove è riconosciuto un rischio idraulico di esondazione del Torrente.

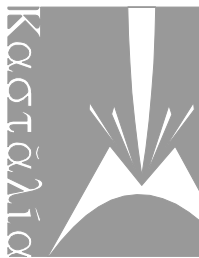
Anche la consultazione della cartografia allegata al Piano di Gestione del Rischio Alluvioni (PGRA – stralcio in figura 5) riconosce la presenza del citato rischio idraulico, con scenario di frequenza raro, che tuttavia lambisce ma non interessa direttamente l'immobile oggetto di intervento.



**Fig. 5:** stralcio della cartografia allegata al PGRA. Nel circolo rosso è racchiusa l'area di

#### **4. ATTIVITA' CONOSCITIVE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE DEL SITO DI INTERESSE**

Alla ricerca bibliografica preliminare prima esposta, che ha visto la consultazione della cartografia tematica disponibile, e al rilievo idrogeologico e geomorfologico di dettaglio, esteso ad un intorno ritenuto significativo rispetto all'area di futuro intervento, sono state affiancate indagini dirette, finalizzate alla verifica delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione, realizzate ad hoc il giorno 01/09/2022 e



che hanno visto l'esecuzione di n. 2 prove penetrometriche dinamiche e di una registrazione di sismica passiva. La particolare logistica dei luoghi non ha consentito l'esecuzione di un numero maggiore di prove.

L'ubicazione dei punti di prova è riportata in allegato 3.

#### **4.1 Prove penetrometriche dinamiche**

Le prove penetrometriche dinamiche sono state realizzate con un penetrometro superpesante modello "Pagani TG 73-100" con maglio da 73,5 kg, seguendo la metodologia AGI (Associazione Geotecnica Italiana) con rilevazione del numero di colpi per avanzamenti unitari delle aste di 30 cm; le caratteristiche tecniche del penetrometro utilizzato sono riportate in allegato 4.

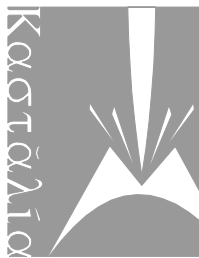
Questo tipo di indagine strumentale diretta, che rappresenta uno dei sistemi maggiormente diffusi e testati a livello internazionale, consente di rilevare la resistenza alla penetrazione nel terreno di una punta metallica, di dimensioni e peso standardizzate, energizzata dalla caduta di una massa, anch'essa di peso e altezza di caduta standard; tutta la strumentazione e le modalità operative rispettano standard definiti a livello internazionale dall'ASTM (*American Standard Testing Materials*) circa le indagini nel sottosuolo con scopi geotecnici. In tale modo è possibile costruire un diagramma (allegato 4) nel quale alla verticale di indagine è correlato il numero di colpi rilevati per avanzamenti unitari con la profondità raggiunta a ogni intervallo di misura (cioè in questo caso 30 cm), che costituisce l'elaborato base da cui estrapolare le proprietà fisiche del terreno attraversato e interpretarne, in maniera indiretta, la composizione granulometrica.

Entrambe le prove sono state condotte fino a rifiuto strumentale, che è stato raggiunto a profondità comprese fra - 3,9 e - 4,5 m da p.c., verosimilmente a causa dell'intercettazione di livelli particolarmente addensati o di ciottoli di dimensioni tali da non consentire un ulteriore approfondimento delle indagini.

#### **4.2 Indagine geofisica**

Come anticipato, per la caratterizzazione sismostratigrafica del sottosuolo ci si è avvalsi dell'esito di una prospezione geofisica eseguita ad hoc.

In tale area è stata eseguita una misura di sismica passiva a stazione singola mediante tromografo digitale Tromino®. L'indagine geofisica eseguita si avvale della metodologia basata sulla tecnica H/V, che consente una caratterizzazione sismica del sottosuolo mediante l'individuazione delle discontinuità sismiche e la stima della  $V_{s,eq}$ , come esplicitamente richiesto dalle NTC 2018. Le interpretazioni sono state supportate dalla consultazione della bibliografia locale e delle indagini geognostiche eseguite nel sito in esame.



La sismica passiva è il ramo della sismologia che studia il rumore sismico ambientale, definito come l'insieme delle piccole vibrazioni sismiche presenti ovunque sulla superficie terrestre e generate da sorgenti naturali o antropiche. Le onde sismiche che ne derivano sono tipicamente a bassa energia, con ampiezze dell'ordine di  $10^{-4}/10^{-2}$  mm (Okada; 2003). Inoltre, in base al contenuto in frequenza, inferiore o superiore a 0,5 Hz, si parla rispettivamente di microsismica (primariamente di origine naturale) o microtremore (di origine generalmente antropica).

Il rumore sismico ambientale è una sorgente di eccitazione per la risonanza del sottosuolo e degli edifici, da cui la possibilità di estrarre da esso, mediante opportune tecniche di analisi, informazioni sui sistemi risonanti studiati. Il metodo dei rapporti spettrali H/V è basato sul calcolo del rapporto degli spettri di Fourier del rumore nel piano orizzontale H e della componente verticale V (Nakamura; 1989). Il significato teorico del rapporto spettrale H/V è abbastanza immediato nel caso in cui si consideri un mezzo semplice formato da due soli strati: il bedrock ed uno strato superficiale più soffice.

Si precisa che per bedrock si intende qualunque strato con velocità nettamente maggiore di quello sovrastante, in grado di determinare un picco di risonanza; tale strato non deve necessariamente essere una roccia ma, soprattutto in ambiti di pianura, può essere una sabbia o una ghiaia molto addensata o cementata.

Le frequenze di risonanza, in questo sistema, sono pertanto date da:

$$f_r = \frac{V_s}{4H}$$

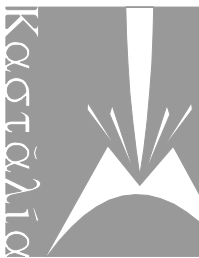
dove  $V_s$  indica la velocità delle onde di taglio nel mezzo e  $H$  lo spessore dello strato che risuona alla frequenza  $f_r$ .

Tali frequenze, associabili ai picchi del rapporto H/V, possono essere quindi eccitate dal rumore di fondo e diventare visibili nello spettro del rumore sismico misurato in superficie.

Per quanto riguarda, infine, l'elaborazione delle misure, su ciascuna tomografia sono state eseguite le seguenti operazioni.

- **Analisi della traccia.** La pulizia della traccia è preliminare a qualsiasi tipo di modellazione. La rimozione dei disturbi è di fondamentale importanza anche per l'analisi delle curve H/V. Tali curve devono essere statisticamente significative, ossia essere caratterizzate da una deviazione in ampiezza e in frequenza ridotta. Quando questa caratteristica non sia presente sin dall'inizio, essa va ricercata tramite una pulizia del tracciato.
- **Modellazione.** L'osservazione simultanea delle curve H/V e degli spettri delle singole componenti permette di distinguere i picchi di origine stratigrafica da quelli di natura antropica. Un picco di origine





naturale individuato sulla curva H/V coincide, sugli spettri delle singole componenti, ad un minimo locale della componente spettrale verticale.

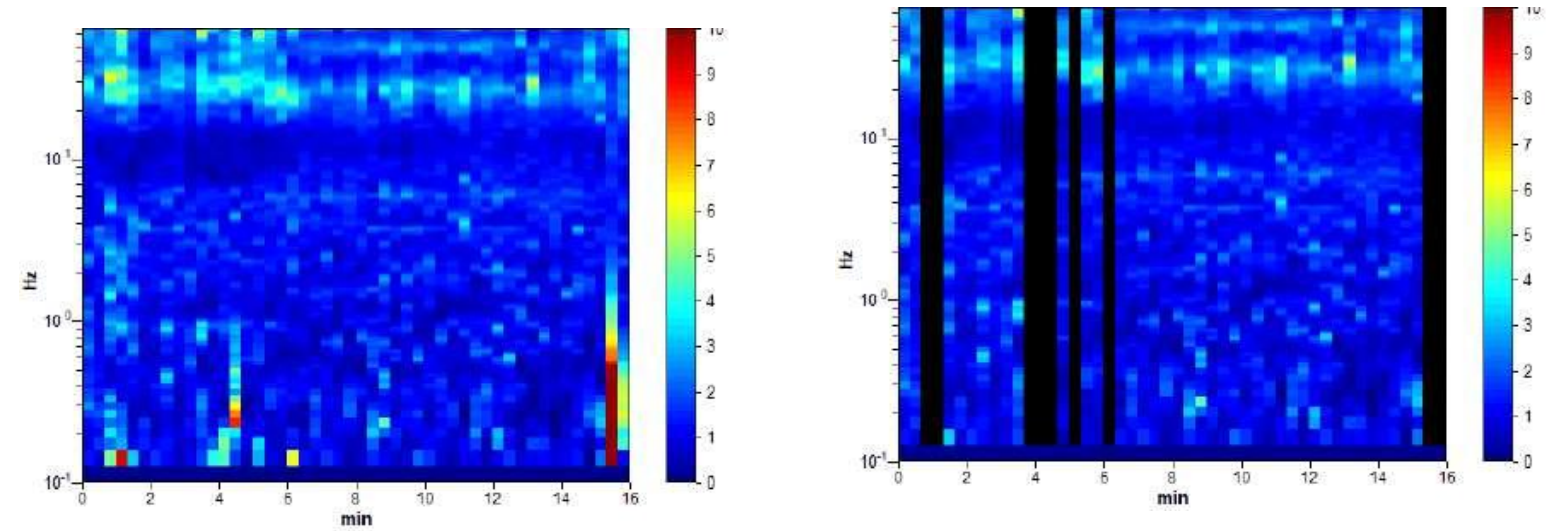
MISURA I

<b>Frequenza di campionamento</b>	128 Hz	<b>Condizioni meteorologiche</b>	Nuvoloso
<b>Data registrazione</b>	01/09/2022	<b>Lunghezza finestre</b>	20 s
<b>Terreno di misura</b>	Suolo	<b>Tipo di lisciamento</b>	Triangular window
<b>Accoppiamento suolo strumento</b>	Piedini lunghi	<b>Lisciamento</b>	10 %
<b>Orientamento dello strumento</b>	Casuale	<b>Durata della registrazione</b>	16' 00"
<b>Vincolo stratigrafico</b>	Prove penetrometriche dinamiche		

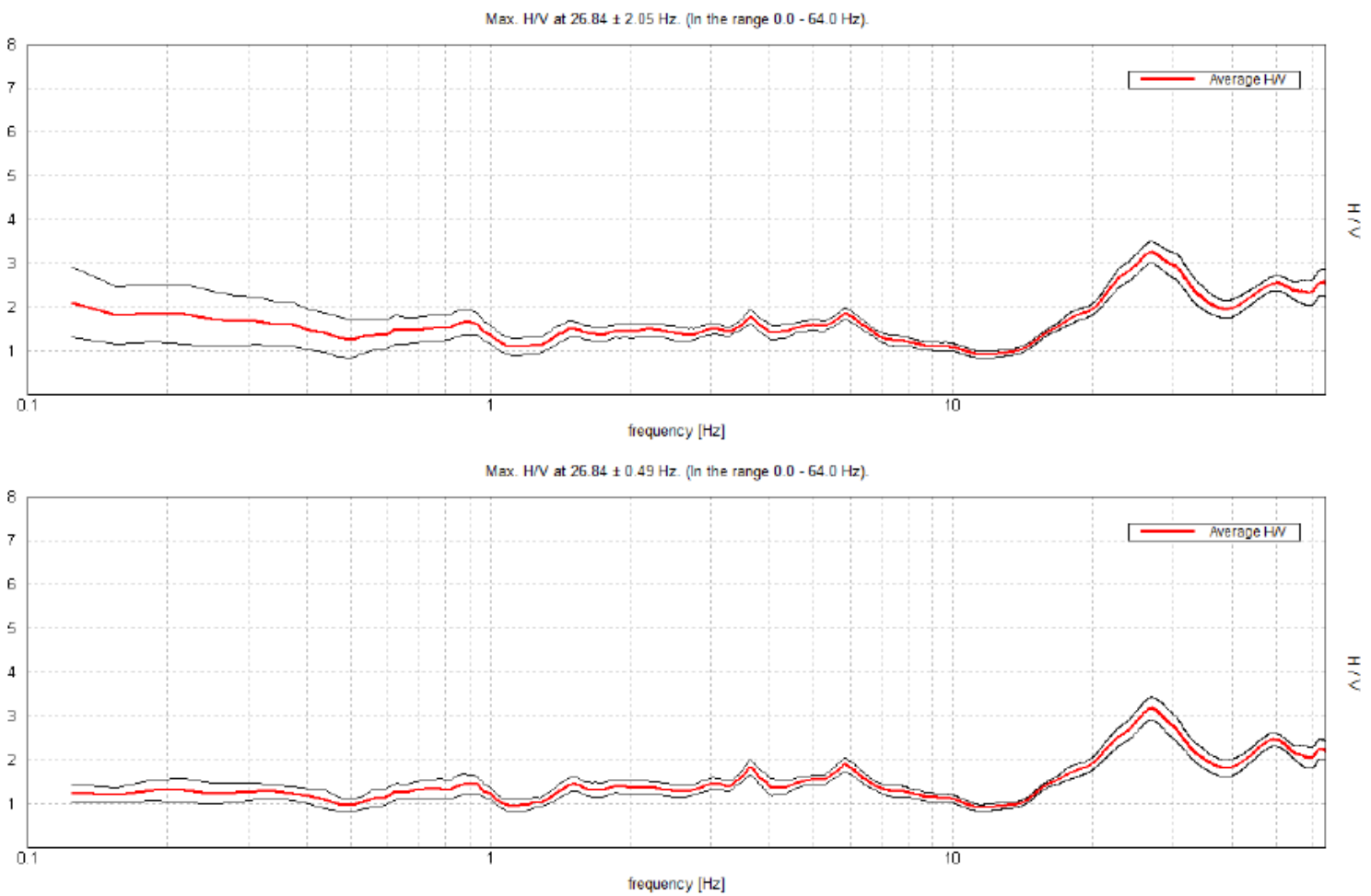
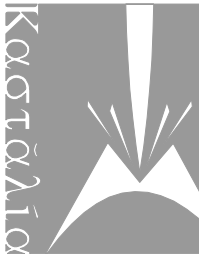


Figura 6: esecuzione di registrazione di sismica passiva presso l’area oggetto di intervento

Analisi della traccia

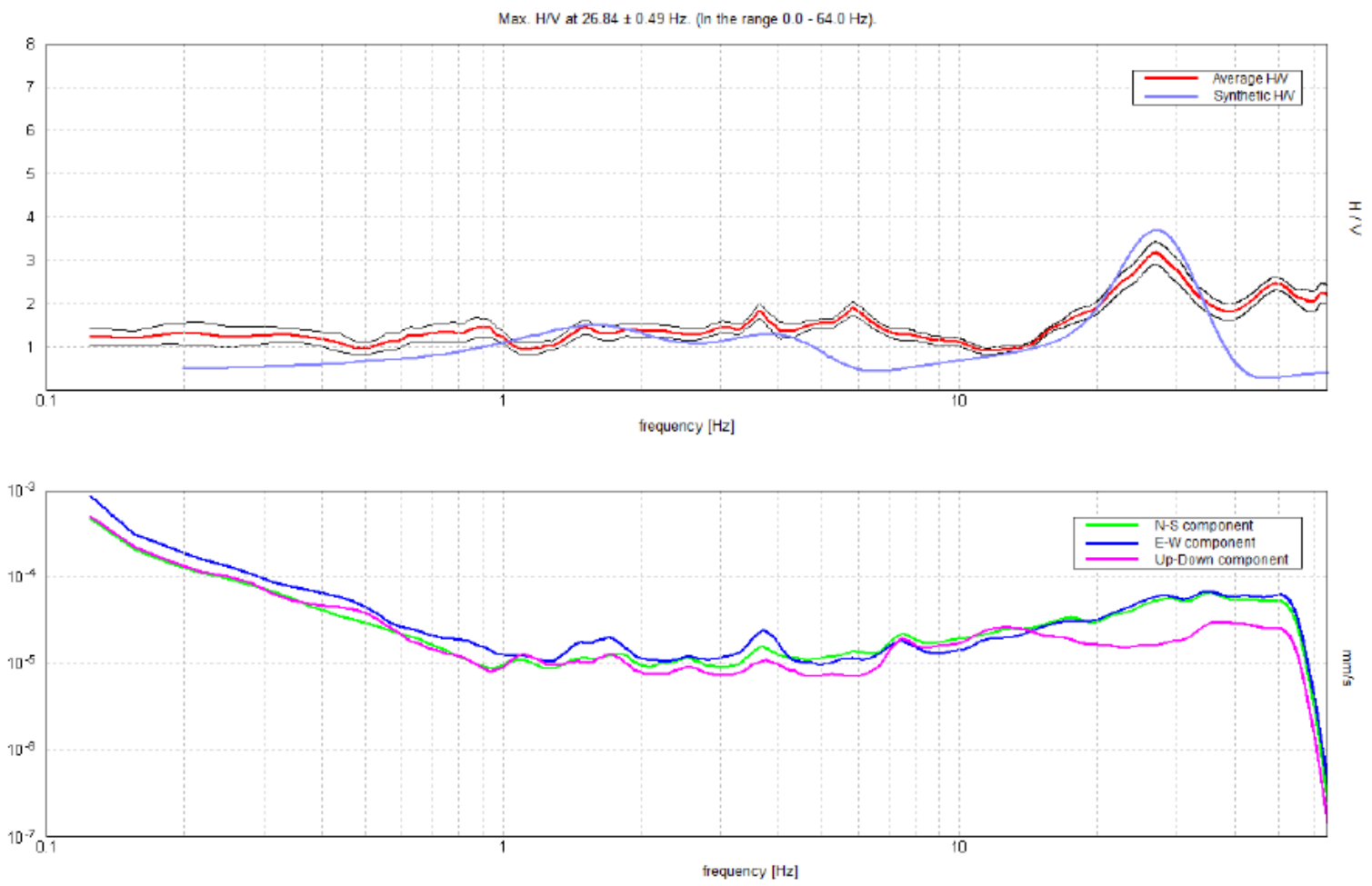


Serie temporale H/V durante la misura e in seguito alla rimozione dei disturbi



Curve H/V e deviazione standard prima e dopo la rimozione dei disturbi

Modellazione

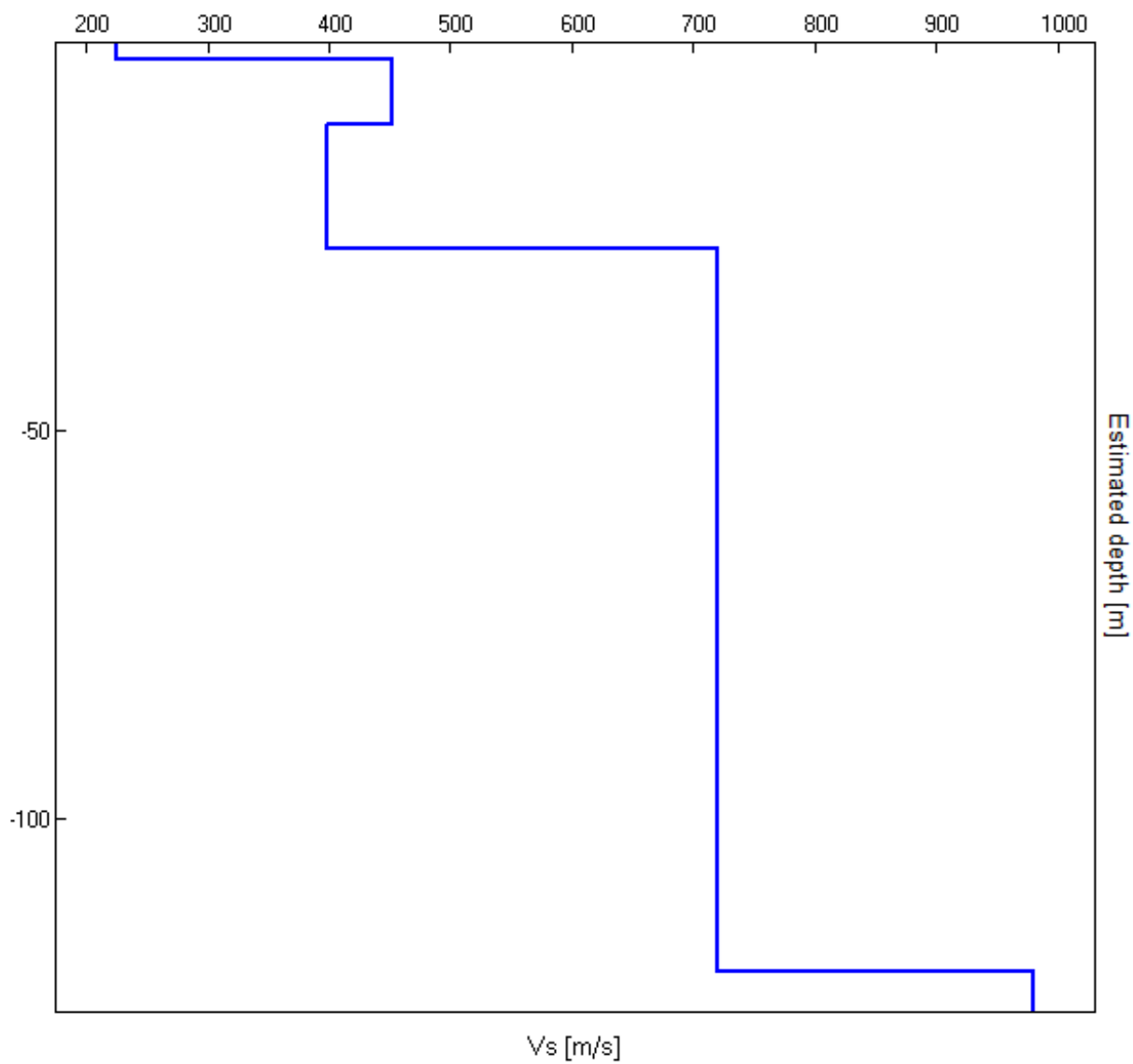


Dall'alto in basso: curva H/V nella prima immagine; spettri delle singole componenti nella seconda immagine



I risultati dell’elaborazione condotta hanno consentito di ricostruire il seguente profilo sismostratigrafico.

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
2.10	2.10	225	0.42
10.60	8.50	452	0.42
26.50	15.90	398	0.42
119.80	93.30	720	0.40
inf.	inf.	980	0.40

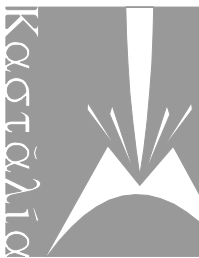


L’applicazione della formua:

$$Vs,eq=\frac{H}{\sum_{strato=1}^N\frac{h(strato)}{Vs(strato)}}$$

spinta fino alla profondità di 30 m (non essendosi rinvenuta la presenza del bedrock sismico entro tale profondità) ha portato alla determinazione di un valore di Vs,eq pari a 411 m/s, compatibile con un **sottosuolo di categoria B ai sensi delle NTC 2018.**





**5. DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO: DETERMINAZIONE DEI VALORI CARATTERISTICI “fk” DEI PARAMETRI DEL TERRENO DI FONDAZIONE**

Le indagini eseguite hanno consentito di riconoscere un assetto stratigrafico caratterizzato dalla presenza di un primo livello, spinto da piano campagna e fino alla profondità di circa – 2,1 / - 3,0 m, costituito da sabbia limosa, debolmente argillosa, comprensiva dello strato superficiale di terreno vegetale e/o riportato/rimaneggiato. Oltre tale livello e fino alla massima profondità investigata, pari a – 4,5 m da p.c. (ma le indagini geofisiche condotte consentono di estendere ulteriormente in profondità la presenza di tale livello) i terreni risultano costituiti da ghiaia e sabbia con ciottoli, in scarsa matrice limosa, a supporto clastico.

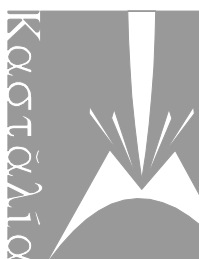
Ai sensi del punto 6.2.2 “Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica” del D.M. 17/01/2018, per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall’interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito.

Ciò premesso, l’interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche, ottenuta mediante la correlazione del n° di colpi misurato con opportuni grafici e tabelle ha consentito di attribuire i parametri fisici necessari per i successivi calcoli geotecnici, riassunti in tabella 1.

In particolare, con  $N_{30}$  è indicato il numero medio di colpi nell’intervallo considerato per avanzamenti unitari di 30 cm normalizzati alla prova penetrometrica standard internazionale SPT,  $\varphi$  è l’angolo di attrito,  $E_y$  è il modulo elastico mentre  $\gamma_n$  e  $\gamma_s$  sono rispettivamente il peso di volume naturale e saturo. Viene fornito il modello geotecnico del sottosuolo (tabella 1).

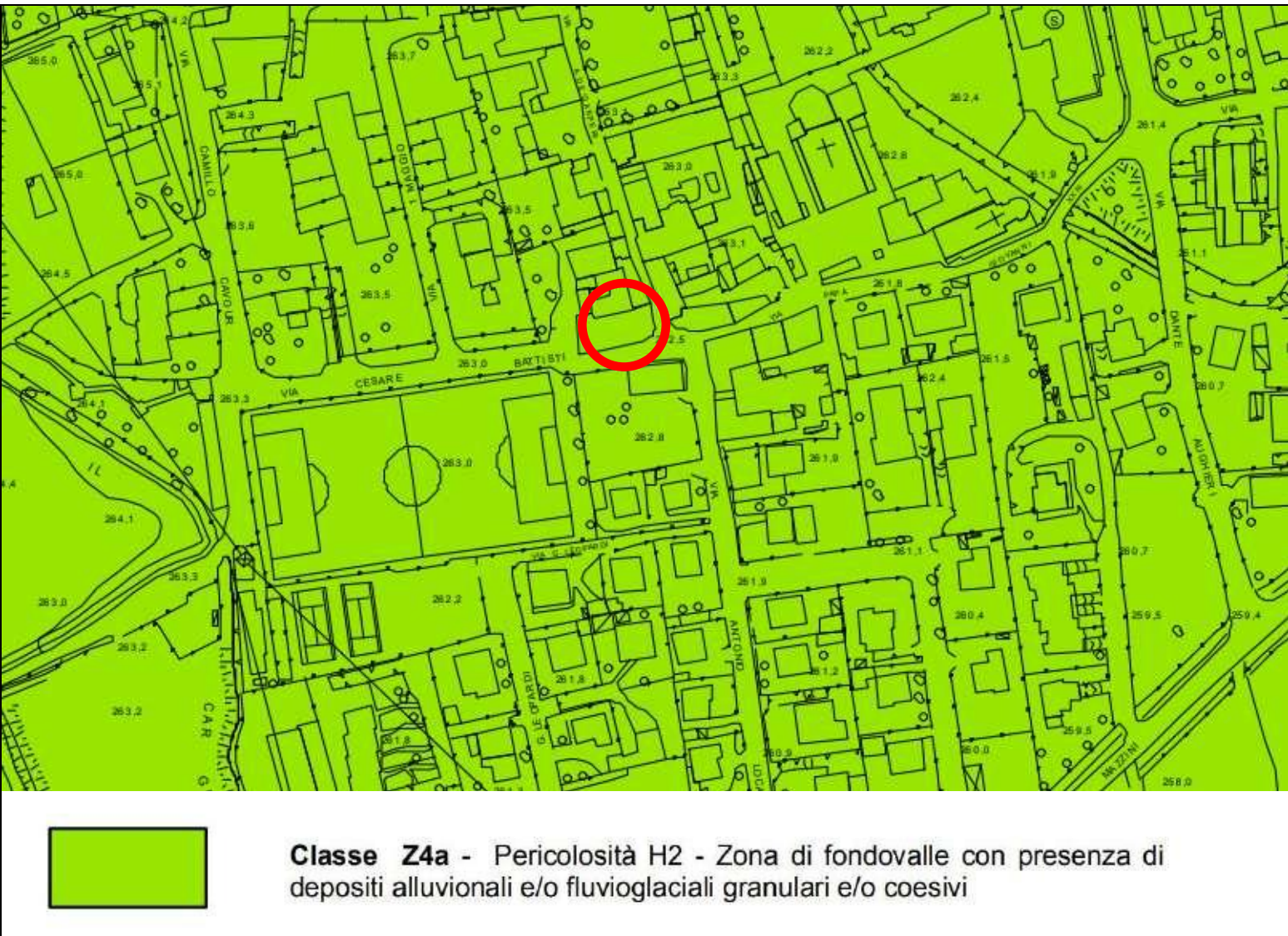
**Tab. 1:** determinazione dei valori caratteristici “fk” dei parametri geotecnici dei litotipi presenti nell’area investigata.

Liv.	da m	a m	Litologia	$N_{30}$	$\varphi$ (°)	$\gamma_n$ (kN/m³)	$\gamma_s$ (kN/m³)	$E_y$ (kN/m²)
1	0,0	2,1 ÷ 3,0	Sabbia limosa, debolmente argillosa, comprensiva dello strato superficiale di terreno vegetale e/o riportato/rimaneggiato	4,8	29,3	13,8	18,4	5036
2	2,1 ÷ 3,0	> 4,5	Ghiaia e sabbia con ciottoli, in scarsa matrice limosa, a supporto clastico	25,1	35,0	16,2	19,9	19643



**6. DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SOTTOSUOLO, DELLA CATEGORIA TOPOGRAFICA E DEI PARAMETRI SISMICI DI SITO E DI PROGETTO IN RELAZIONE ALLA PERICOLOSITA' SISMICA DELL'AREA**

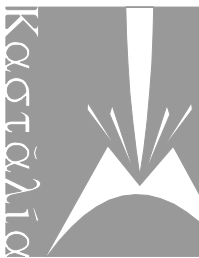
L'indagine geognostica condotta deve consentire anche l'attribuzione della categoria di sottosuolo ai sensi del D.M. 17/01/2018 – Norme Tecniche sulle Costruzioni: quanto svolto ed esposto nelle pagine che precedono ha portato a definire quale categoria di sottosuolo di fondazione la B. L'area di intervento ricade tuttavia all'interno dello scenario di amplificazione sismica locale Z4a (figura 8) dove, ai sensi della DGR 2616/2011, si rende necessario un approfondimento di c.d. secondo livello.



**Figura 7:** stralcio della Carta della Pericolosità Sismica Locale di Ambivere. Nel circolo rosso l'area in esame, appartenente allo scenario di PSL Z4a

Tale approfondimento consiste nella definizione del fattore di amplificazione sismica (Fa) locale del sito in esame che viene posto in relazione con il corrispondente Fa soglia comunale predefinito da Regione Lombardia per due diverse categorie di edifici (quelli con periodo di oscillazione compreso tra 0.1 e 0.5 secondi, cioè edifici bassi, regolari e rigidi, e quelli con periodo compreso tra 0.5 e 1.5 secondi, cioè edifici alti e flessibili). Nel caso in cui l'Fa di sito risulti pari o inferiore a quello soglia comunale significa che la normativa nazionale è sufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale, ovvero può essere utilizzata la categoria di suolo di fondazione determinata sperimentalmente.





Diversamente, nel caso in cui l’Fa di sito risulti superiore a quello soglia comunale significa che la normativa nazionale risulta insufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale, e pertanto o si procede con approfondimenti sismici di III livello oppure si utilizza la categoria di sottosuolo inferiore.

In allegato 5 si riporta l’esito dell’approfondimento eseguito, che ha portato alla determinazione di un fattore di amplificazione maggiore rispetto al valore soglia comunale per terreni di categoria B.

La normativa nazionale risulta pertanto insufficiente a garantire dagli effetti di amplificazione sismica locale, e **nei calcoli geotecnici si dovrà pertanto far riferimento alla Categoria di Sottosuolo superiore a quella determinata sperimentalmente, ovvero la categoria C**, così come definita nella tabella 3.2.II ricavata dalle NTC 2018.

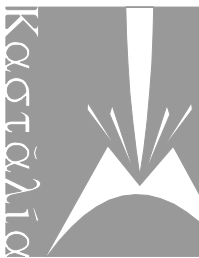
Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.	
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	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.
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.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Per quanto riguarda la categoria topografica, il sito in esame appartiene ad un contesto pressoché pianeggiante.

**Nei calcoli geotecnici si potrà pertanto far riferimento alla Categoria Topografica T1**, così come definita nella tabella 3.2.III ricavata dalle NTC 2018

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche	
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$





Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia ultimi che di esercizio, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite ultimi (SLU) dinamici sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)

Gli stati limite di esercizio (SLE) dinamici sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento **PVR**, cui riferirsi per individuare l’azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella seguente (tratta dalle NTC 2018).

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento $P_{VR}$ in funzione dello stato limite considerato		
Stati Limite	$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

I quattro stati limite sono ordinati per azione sismica crescente e per probabilità di superamento decrescente.

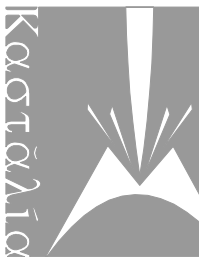
Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo (“periodo di riferimento” VR espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la *probabilità* è denominata “Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento” PVR.

La pericolosità sismica è definita in termini di:

- accelerazione orizzontale massima attesa “ag” in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A), con superficie topografica orizzontale (categoria T1);
- ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente Se(T), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR nel periodo di riferimento VR.

Il periodo di riferimento VR si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d’uso CU:

$$VR = VN \times CU$$



Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella sottostante tabella tratta dalle NTC 2018.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso $C_U$				
CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Per quanto attiene la classe d'uso, la tipologia di costruzione in progetto rientra nella **classe II**.

La vita nominale di un'opera strutturale **VN** è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella sottostante (tratta dalle NTC 2018).

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale $V_N$ di progetto per i diversi tipi di costruzioni		
TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Nel caso specifico per le tipologie di costruzione in progetto si assume un valore di vita nominale pari ad almeno 50 anni.

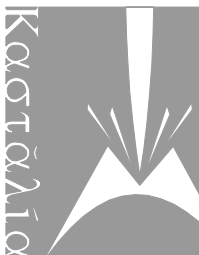
Ne deriva che il periodo di riferimento **VR** è pari a 50 anni.

Ai fini delle NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_o$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*C$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Una delle novità delle NTC è appunto la stima della pericolosità sismica basata su una griglia di 10751 punti, ove viene fornita la terna di valori  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T^*C$  per nove distinti periodi di ritorno  $TR$ .

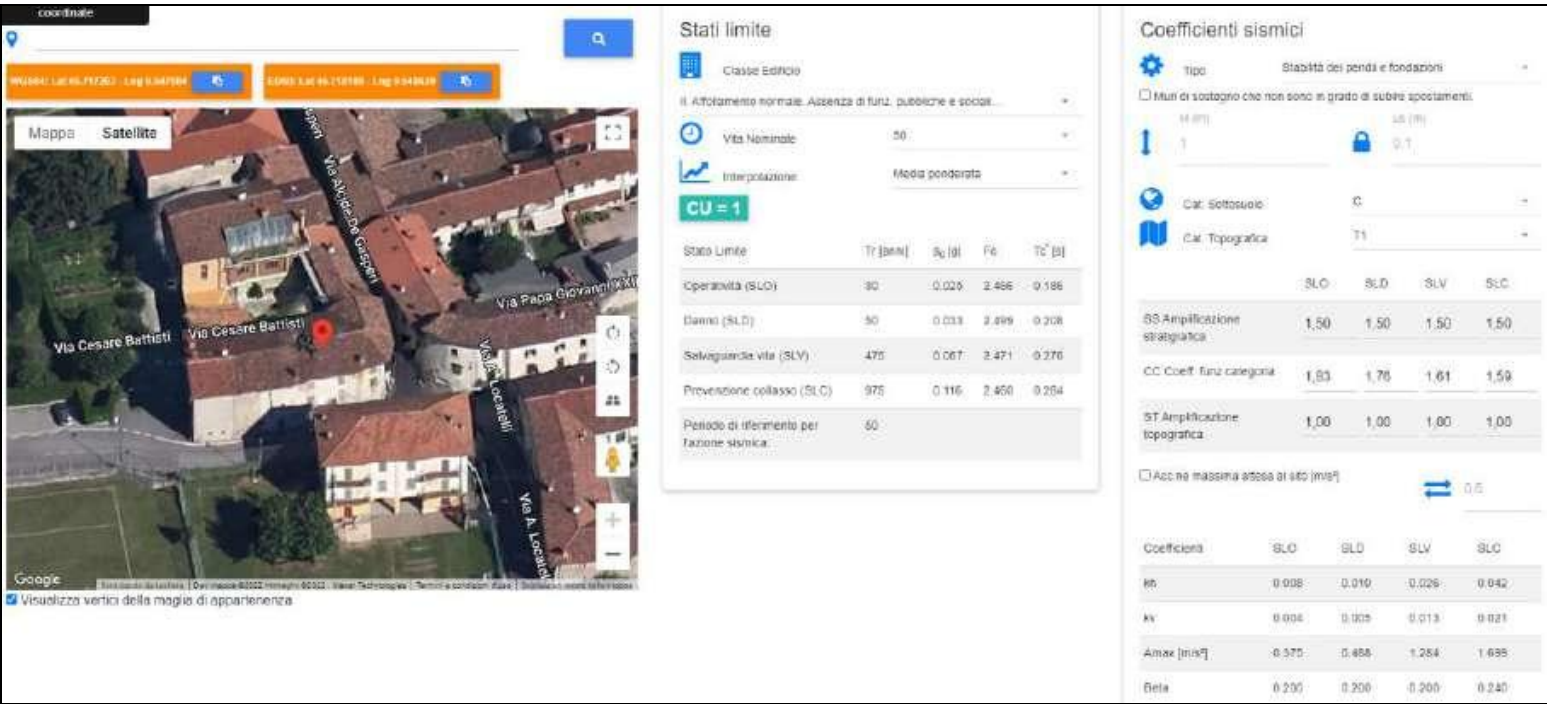
Il primo passo consiste nella determinazione di  **$a_g$**  (accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido), a partire dalle coordinate geografiche dell'opera da verificare, che vengono di seguito forniti.



Il dettaglio di tutti i parametri sismici riferiti al sito e al progetto in esame è riportato in allegato 6 e nel prospetto grafico che segue. In particolare, la definizione dei parametri sismici medesimi, funzione della classe d’uso e della vita nominale dell’opera in progetto, risulta differente a seconda dei diversi stati limite a cui è riferita.

**Si ricorda che, ai sensi della vigente normativa, il rispetto dei vari stati limite dinamici viene considerato conseguito nei confronti di tutti gli stati limite ultimi SLU quando siano soddisfatte le verifiche al solo SLV, mentre nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio SLE quando siano rispettate le verifiche relative al solo SLD.**

Pertanto, nel caso in esame, per le verifiche all’SLV si dovrà utilizzare un’accelerazione massima di 1.284 m/s<sup>2</sup>, a cui corrispondono valori di Kh e Kv rispettivamente pari a 0.026 e 0.013, mentre per le verifiche all’SLD si dovrà utilizzare un’accelerazione massima di 0.488 m/s<sup>2</sup>, a cui corrispondono valori di Kh e Kv rispettivamente pari a 0.010 e 0.005.

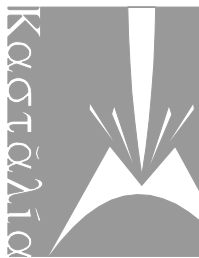


### 6.1 Analisi della suscettibilità alla liquefazione del terreno

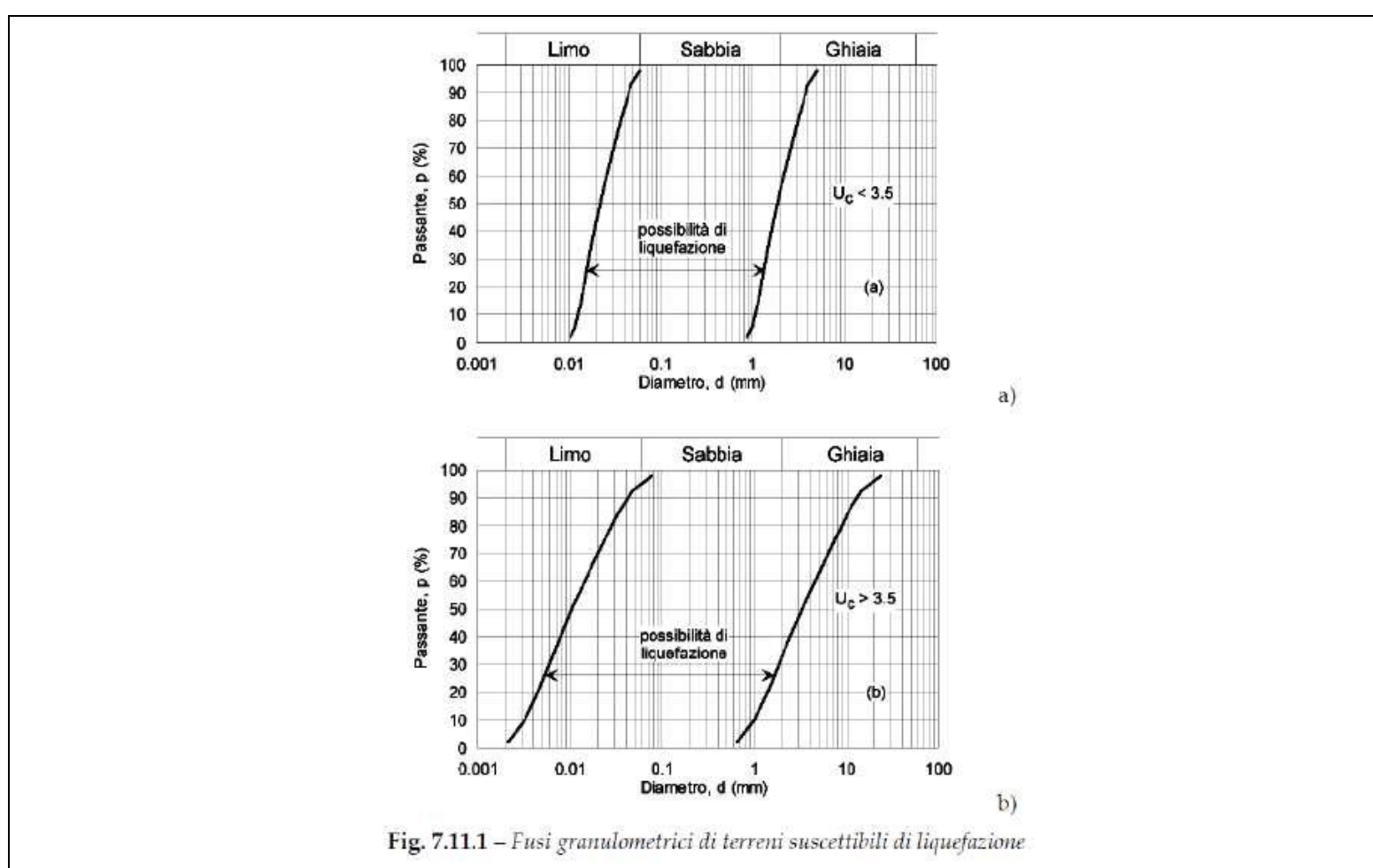
La liquefazione è un fenomeno di riduzione della resistenza al taglio causata dall’incremento della pressione neutra in un terreno saturo non coesivo durante uno scuotimento sismico. Ai sensi del punto 7.11.3.4 delle NTC 2018 la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori a 0.1 g;



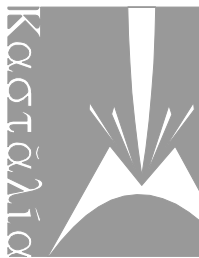


2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m da p.c., per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1 (a) della NTC 2018 nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$ , ed in figura 7.11.1 (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ .



Sulla base del modello geologico descritto in precedenza è possibile affermare che il sito in esame rispetta i requisiti di cui al punto 2.

È pertanto possibile omettere la verifica a liquefazione il sito in esame non risulta passibile dello sviluppo di tale fenomeno in caso di sisma.



## 7. VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI TERRENI ATTRAVERSO IL METODO DELLE "TENSIONI AMMISSIBILI" E STIMA DEI CEDIMENTI – D.M. LL.PP. 11/03/1988

N.B.: METODO NON PIU' AMMESSO

Sebbene la più recente normativa settoriale abbia completamente sostituito l'approccio nel calcolo geotecnico, da una modalità alle cosiddette Tensioni Ammissibili (D.M.LL.PP. 11/03/1988, non più applicabile ad alcun caso) a quella agli Stati Limite (D.M. II. e TT. 17/01/2018 "*Norme Tecniche sulle Costruzioni*"), si ritiene possa risultare utile per un confronto tra i risultati cui i diversi metodi perverranno, e sui quali è naturalmente maturata una diversa sensibilità ed esperienza da parte degli operatori, l'esecuzione delle elaborazioni con entrambi i metodi.

Ogni calcolo e verifica, sia di tipo geotecnico che strutturale, dovrà quindi essere basata **esclusivamente** sul metodo agli stati limite e non su quanto contenuto nel paragrafo che segue, che vuole avere esclusivamente carattere orientativo e di collegamento con il metodo maggiormente utilizzato in passato nel territorio in esame e sul quale è ormai consolidata una maggiore esperienza e sensibilità da parte degli operatori.

Ciò premesso, il terreno di fondazione deve essere in grado di sopportare il carico trasmesso dalla costruzione su di esso gravante, senza che si verifichi una rottura per taglio. Inoltre, i cedimenti provocati dal carico trasmesso devono essere tali da non compromettere l'integrità della struttura.

Il calcolo della resistenza limite al taglio, o capacità portante ultima,  $q_{ult}$ , è stato effettuato tenendo conto che le prescrizioni sulla capacità portante ammissibile ( $q_{amm}$ ) per le fondazioni superficiali impongono un **fattore di sicurezza minimo** pari a **3** (D.M. LL. PP. 11/03/1988, art. C.4.2).

La capacità portante del terreno è stata ricavata inserendo il modello stratigrafico del terreno in un apposito codice di calcolo che utilizza la seguente espressione generale (1):

$$Q_{ult} = c' * N_c * D_c * S_c * I_c * G_c * B_c + \gamma' * N_q * D_q * S_q * I_q * G_q * B_q + 0.5 * \gamma' * B * N_\gamma * D_\gamma * S_\gamma * I_\gamma * G_\gamma * B_\gamma \quad (1)$$

dove:

$Q_{ult}$  = Pressione ultima a rottura

$B, D$  = Larghezza (lato minore o diametro per fondazioni circolari) e profondità di incastro

$c', C_u$  = Coesione drenata, non drenata

$\gamma, \gamma'$  = Densità totale, sommersa

$N_c, N_q, N_\gamma$  = Fattori di Capacità Portante (funzione di  $\phi$ )

$s_c, s_q, s_\gamma, s_c', s_q', s_\gamma'$  = Fattore di forma (drenato/non drenato)

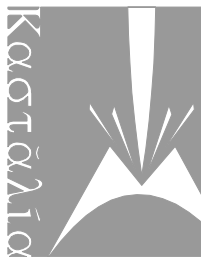
$d_c, d_q, d_\gamma, d_c', d_q', d_\gamma'$  = Fattore di profondità (drenato/non drenato)

$i_c, i_q, i_\gamma, i_c', i_q', i_\gamma'$  = Fattore di inclinazione del carico (drenato/non drenato)

$g_c, g_q, g_\gamma, g_c', g_q', g_\gamma'$  = Fattore di inclinazione del terreno - fondazione su pendio (drenato/non drenato)

$b_c, b_q, b_\gamma, b_c', b_q', b_\gamma'$  = Fattore inclinazione del piano di fondazione - base inclinata (drenato/non drenato).

La scelta delle condizioni di calcolo a lungo e/o breve termine è condotta inserendo i parametri geotecnici dei terreni attraversati ( $\phi, \gamma$ , etc...), passaggio che può comportare l'annullamento di alcuni dei



termini dell’equazione sopra esposta (come nel caso di terreni coesivi con  $\varphi = 0$ , o di terreni granulari con  $C_u=0$ ). Ogni relazione di portanza di cui sopra utilizza fattori di capacità portante e fattori di correzione (fattori di forma, di profondità ...) nella formulazione matematica sviluppata dal relativo autore.

Sulla base di tali premesse e delle informazioni fornite dalla Committenza, i calcoli geotecnici sono stati impostati prendendo in esame fondazioni dirette di tipo lineare nastriforme, di larghezza variabile e compresa fra 10 e 200 cm, alte 40 cm (valore assunto quale quota di incastro della fondazione nel terreno) e impostate sull’unità geotecnica di cui al livello 1 di tabella 1.

I risultati ottenuti sono riportati nella tabella che segue. Si precisa che il valore di  $Q_{amm}$  riportato è già depurato del fattore di sicurezza 3 previsto dal D.M. 11/03/1988.

Si specifica inoltre che:

- Nella definizione del valore di capacità portante si è fatto riferimento alle formulazioni di Hansen;
- Nella stima del valore di cedimento atteso si è fatto riferimento al metodo elastico.

**Tab. 2:** *determinazione della capacità portante ammissibile ( $Q_{amm}$ )*

tipo di fondazione e dimensioni	$Q_{amm}$ (kN/m <sup>2</sup> )	Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all’applicazione di $Q_{amm}$
Lineare nastriforme larga 100 cm	73	9.6
Lineare nastriforme larga 150 cm	85	14.9
Lineare nastriforme larga 200 cm	98	19.9

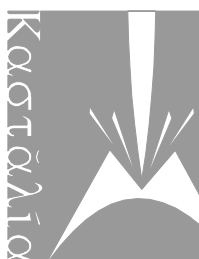
Per quanto riguarda i cedimenti attesi, si specifica che l’elaborazione condotta non tiene conto dell’effetto di sovraconsolidamento che il terreno ha già subito a causa della presenza dell’edificio oggetto di intervento. I dati riportati in tabella 2 si ritengono pertanto sovrastimati.

**8. VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI “SLU” AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) – CONDIZIONI STATICHE**

**N.B.: UNICO METODO UTILIZZABILE**

Gli Stati Limite Ultimi “SLU” determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni riguardano il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di posa. L’azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione. Per quanto riguarda l’analisi al





carico limite, nelle verifiche SLU nei confronti degli Stati Limite Ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si adotta un solo (evidenziato in verde) approccio/combinazione tra i quattro diversi previsti dalle NTC:

<i>APPROCCIO 1 (DA1)</i>		<i>APPROCCIO 2 (DA2)</i>
⇓	⇓	⇓
<i>Combinazione 1</i>	<i>Combinazione 2</i>	<i>Combinazione 1 o Unica</i>
<b>(A1+M1+R1)</b>	<b>(A2+M2+R2)</b>	<b>(A1+M1+R3)</b>
<b>(STR)</b>	<b>(GEO)</b>	<b>(STR + GEO)</b>

Le diverse combinazioni sono formate da gruppi di coefficienti parziali  $\gamma$ :

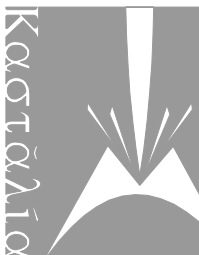
- A = Azioni  $\gamma_F$
- M = resistenza dei materiali (terreno)  $\gamma_M$
- R = resistenza globale del sistema  $\gamma_R$

Quindi, nell’approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni A, per la resistenza dei materiali M ed eventualmente per la resistenza globale del sistema R. Per entrambe le combinazioni si impiegano i coefficienti parziali  $\gamma$  riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I contenute nelle NTC di cui al D.M. 17/01/2018, che seguono. Diversamente, nell’approccio 2 si impiega un’unica combinazione sia per il dimensionamento strutturale STR che per quello geotecnico GEO, impiegando i medesimi coefficienti ma con diversa associazione.

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione  $E_d \leq R_d$  sia soddisfatta per ogni stato limite considerato (**evidenziato** quello oggetto del presente elaborato tecnico):

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
  - **collasso per carico limite dell’insieme fondazione-terreno;**
  - collasso per scorrimento sul piano di posa;
  - stabilità globale.
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
  - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.



A meno della verifica di stabilità globale, le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall’Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente  $\gamma_r$  non deve essere portato in conto. La verifica di stabilità globale invece deve essere effettuata secondo la combinazione 2 (A2+M2+R2) dell’approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e con un  $\gamma_R$  di 1,1 quale valore di R3.

Il D.M. 17/01/2018 prevede le verifiche al carico limite con il solo Approccio 2, per il quale la combinazione dei parametri è A1 + M1 + R3, e la limitazione delle verifiche di stabilità globale alla combinazione A2 + M2 + R2 con  $\gamma_R=1,1$ .

**Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni**

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili $Q$	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

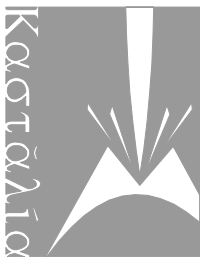
<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

**Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell’angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell’unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali**

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$



In sintesi, l’approccio in uso e previsto dalla normativa non prevede l’applicazione di un fattore di sicurezza unico (come previsto dal vecchio D.M. 11/03/1988 pari a 3 nel caso di fondazioni superficiali) applicato al valore di portanza ottenuto attraverso i tradizionali codici di calcolo, ma consiste nell’utilizzo di coefficienti di sicurezza parziali applicati ai vari fattori che determinano il risultato dell’equazione

$$Rd/\gamma R \geq Ed \quad (2)$$

che verifica la sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo SLU, ove Rd è la resistenza di progetto mentre Ed è il valore di progetto dell’effetto delle azioni.

Nel caso in esame viene determinato esclusivamente il valore della resistenza di progetto del terreno Rd.

La determinazione dei valori di Rd è stata effettuata inserendo all’interno del codice di calcolo di cui all’equazione 1) i parametri geotecnici attribuiti ai terreni di fondazione e considerando le medesime tipologie fondazionali già descritte nel capitolo che precede.

**Tab. 3:** *determinazione dei valori di **Rd in condizioni statiche** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate*

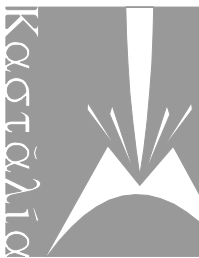
tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m <sup>2</sup>	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m <sup>2</sup>
Lineare nastriforme larga 100 cm	219	219
Lineare nastriforme larga 150 cm	254	254
Lineare nastriforme larga 200 cm	293	293

I risultati riportati nella tabella 3 sono riferiti esclusivamente al valore di Rd (o capacità portante). In assenza dei valori di progetto dell’azione Ed, di competenza del Progettista Strutturista, si è ritenuto utile procedere al calcolo dei valori per i quali risulti verificata l’equazione:

$$Rd/\gamma r \geq Ed \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

Nella tabella che segue sono riportati i suddetti valori di Ed (valori di progetto dell’azione uguali o inferiori a quelli sottoelencati soddisfano i requisiti previsti dalle NTC). Si specifica che il valore riportato dovrà essere confrontato con il valore di azione Ed già comprensivo dei coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I, colonne A1 e/o A2.





**Tab. 4:** determinazione dei valori  $Rd/\gamma_r$  corrispondenti agli **Ed massimi** (comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni statiche** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate.

tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m <sup>2</sup>	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m <sup>2</sup>
Lineare nastriforme larga 100 cm	95	219
Lineare nastriforme larga 150 cm	110	254
Lineare nastriforme larga 200 cm	127	293

\* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente  $\gamma_r$  non deve essere portato in conto, ossia  $R3=R1=1$

**9. VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO “SLE” (D.M. 17/01/2018)  
– CONDIZIONI STATICHE**

Le opere e le varie tipologie strutturali devono garantire la sicurezza anche nei confronti degli stati limite di esercizio SLE, intesi come la capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio. Deve quindi essere verificata l'equazione:

$$Ed \leq Cd \quad (3)$$

dove:

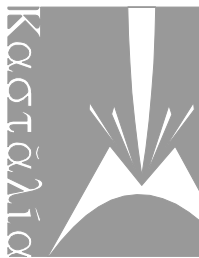
Ed: valore di progetto degli effetti dell'azione (cedimento)

Cd: valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possono compromettere la funzionalità di una struttura)

Uno SLE ha carattere reversibile nel caso in cui si esamini una situazione in cui la deformazione o il danno cessino con l'estinguersi della causa che ha determinato il superamento dello stato limite. Se, pur non avendosi il collasso (determinato dal superamento dello Stato Limite Ultimo), l'opera subisce lesioni tali da renderla inutilizzabile, si è in presenza di danni irreversibili o di deformazioni permanenti inaccettabili.

Ad esempio, nel caso di una fondazione superficiale, ciò può verificarsi quando i cedimenti del terreno superano una soglia critica, provocando delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura.

L'applicazione di un carico ad un terreno naturale comporta lo sviluppo di un cedimento, che consiste nello spostamento verticale del terreno di appoggio della fondazione, funzione principalmente delle proprietà degli strati compressibili e dell'intensità e distribuzione della pressione verticale su questi strati. L'esperienza ha dimostrato che la pressione verticale può essere calcolata con sufficiente cura, assumendo che il terreno sotto la costruzione sia perfettamente elastico ed omogeneo.



Basandosi su queste ipotesi e applicando il metodo di Boussinesq è possibile ricostruire la distribuzione degli sforzi applicati al terreno dalle fondazioni in progetto alle diverse profondità (figura 8), consentendo una stima dei cedimenti totali previsti ottenuta per sommatoria dei cedimenti valutati per porzioni omogenee di terreno di spessore sufficientemente piccolo.

Per il calcolo dei cedimenti viene applicata la seguente equazione:

$$w = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i \cdot \Delta \sigma_{zi}}{E_i}$$

dove:

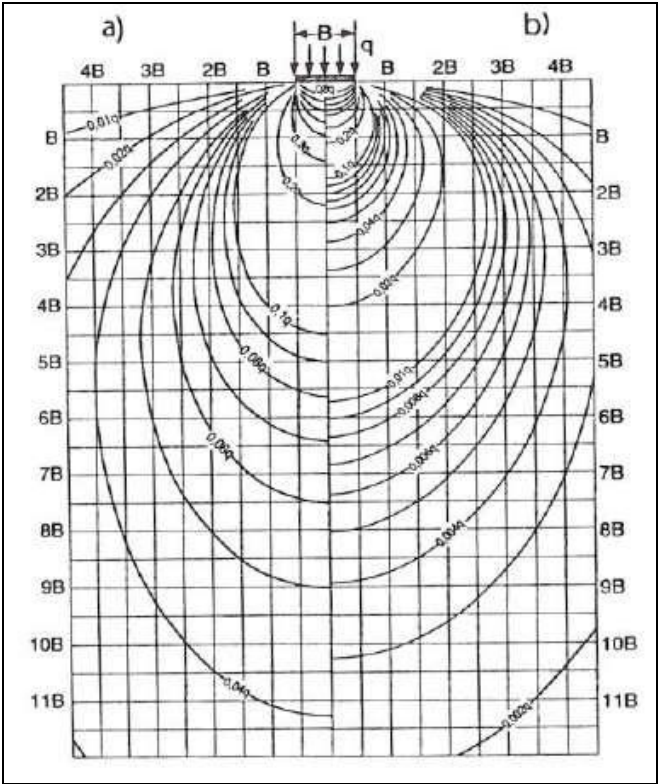
- n: numero degli strati di terreno;
- $\Delta H_i$ : altezza dello strato i-esimo
- $\Delta \sigma_{zi}$ : incremento medio della pressione verticale indotto dall'area di carico nello strato i-esimo
- $E_i$ : modulo elastico dello strato i-esimo

Il calcolo è esteso fino alla profondità Z per la quale è soddisfatta la seguente equazione:

$$\Delta \sigma_z < \alpha * \Delta \sigma'_{v0}$$

dove:

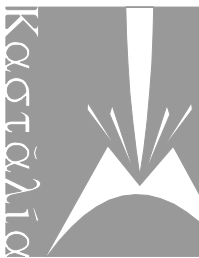
- $\alpha$  = coefficiente variabile fra 0.10 e 0.20
- $\Delta \sigma'_{v0}$  = pressione geostatica verticale efficace



**Figura 8:** curve di uguale pressione verticale sotto una fondazione: a) nastriforme – b) quadrata

Ai sensi del D.M. 17/01/2018, nella verifica agli SLE, devono essere considerati i valori di azione esercitati dalla/e struttura/e in progetto (di competenza del Progettista Strutturista); in assenza di tale dato





non è stato possibile impostare i calcoli relativi allo sviluppo del cedimento teorico al di sotto delle fondazioni secondo il metodo agli S.L.E.

Per ogni altra valutazione in proposito si rinvia pertanto alle valutazioni numeriche esposte nel capitolo relativo alla stima dei cedimenti secondo il metodo alle tensioni ammissibili. L’aspetto potrà essere oggetto di approfondimento o di ulteriore verifica/calcolo una volta noti i reali valori di azione o carico agenti sulle opere di fondazione e trasmessi al terreno di appoggio.

**10. VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI “SLU” DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 17/01/2018) – CONDIZIONI DINAMICHE**

Sulla scorta della sismicità propria dell’area, della pericolosità sismica locale e dei parametri sismici di sito e di progetto, descritti ed esposti nel capitolo n. 6, vengono quindi determinati i valori di resistenza dinamica allo SLU (SLV) per i terreni interessati dalla posa delle fondazioni.

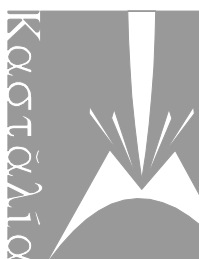
Ai sensi delle NTC 2018, - punto 7.11.5.3.1, la capacità del complesso fondazione-terreno deve essere verificata con riferimento allo stato limite ultimo (SLV) nei confronti del raggiungimento della resistenza per carico limite e per scorrimento, nel rispetto della condizione  $E_d \leq R_d$  e adottando i coefficienti parziali della Tabella 7.11.II.

Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali $\gamma_R$ per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche	
Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_R$
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

In tutte le verifiche, la procedura adottata per il calcolo della resistenza deve essere congruente con quella adottata per il calcolo delle azioni. Più precisamente, la resistenza può essere valutata con approcci di tipo pseudo-statico se la determinazione delle azioni discende da un’analisi pseudo-statica o di dinamica modale.

Sulla scorta delle indicazioni contenute nella Circolare n. 7 del 21/01/2019 emanata dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, viene fatto riferimento al paragrafo C7.11.5.3.1, che riporta per le fondazioni superficiali:

“L’analisi pseudo statica delle fondazioni si esegue utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici [...]. L’azione del sisma si traduce in accelerazioni nella parte di sottosuolo che interagisce con l’opera e in variazioni delle sollecitazioni normali, di taglio e nei momenti flettenti sulla fondazione [...] (effetto inerziale). Nelle verifiche a carico limite, le NTC consentono di trascurare le azioni inerziali agenti nel volume di terreno sottostante la fondazione. In tal caso l’effetto dell’azione sismica si



traduce nella sola variazione delle azioni di progetto in fondazione rispetto a quelle valutate nelle combinazioni statiche. La verifica viene condotta con le usuali formule del carico limite tenendo conto dell'eccentricità e dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. In tal caso si adotta un coefficiente  $\gamma_r$  a carico limite pari a 2,3. Nel caso in cui si considerino esplicitamente le azioni inerziali nel volume di terreno al di sotto della fondazione, le NTC consentono di utilizzare un coefficiente  $\gamma_r$  a carico limite più basso e pari a **1,8**. In tal caso, le accelerazioni nel volume di sottosuolo interessato dai cinematismi di rottura modificano i coefficienti di capacità portante in funzione del coefficiente sismico pseudo-statico  $k_h$ , che simula l'azione sismica in tale volume di terreno”.

Sulla base di quanto premesso, l'azione del sisma si traduce in accelerazioni nel sottosuolo (effetto cinematico) e nella fondazione, per l'azione delle forze di inerzia generate nella struttura in elevazione (effetto inerziale). Nell'analisi pseudo – statica, modellando l'azione sismica attraverso la sola componente orizzontale, tali effetti possono essere portati in conto mediante l'introduzione di coefficienti sismici rispettivamente denominati  $K_{hi}$  e  $K_{hk}$ , il primo definito dal rapporto tra le componenti orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione ed il secondo funzione dell'accelerazione massima attesa al sito. L'effetto inerziale produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite in funzione del coefficiente sismico  $K_{hi}$  e viene portato in conto impiegando le formule comunemente adottate per calcolare i coefficienti correttivi del carico limite in funzione dell'inclinazione, rispetto alla verticale, del carico agente sul piano di posa. L'effetto cinematico modifica il solo coefficiente  $N_g$  in funzione del coefficiente sismico  $K_{hk}$ ; il fattore  $N_g$  viene quindi moltiplicato sia per il coefficiente correttivo dell'effetto inerziale, sia per il coefficiente correttivo per l'effetto cinematico.”

Il metodo descritto consente quindi di giungere alla definizione di nuovi valori di  $R_d$  “dinamici”, che tengano conto della sismicità dell'area considerata, della tipologia di opera in costruzione e delle caratteristiche litologiche e topografiche del sito investigato.

Sulla base della progettazione esecutiva delle opere in previsione, sono stati ipotizzati dagli scriventi i dati strutturali di interesse antisismico relativi a una struttura con un periodo  $T$  del modo fondamentale di vibrare pari a 0,288 s e fattore di struttura  $q$  pari a 1,5. L'aspetto, su richiesta del progettista strutturista, potrà essere approfondito e rivisto sulla scorta dei reali e definitivi parametri propri delle strutture, al momento non noti. I valori dedotti dall'elaborazione descritta sono riportati nella tabella che segue.



**Tab. 5:** determinazione dei valori di **Rd in condizioni dinamiche (all'SLV)** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate

tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m <sup>2</sup>	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR) kN/m <sup>2</sup>
Lineare nastriforme larga 100 cm	168	168
Lineare nastriforme larga 150 cm	179	179
Lineare nastriforme larga 200 cm	195	195

I risultati riportati nella tabella 5 sono riferiti esclusivamente al valore di Rd (o capacità portante agli stati limite ultimi dinamici Q<sub>SLVdin</sub>). In assenza dei valori di progetto dell'azione Ed, si è ritenuto utile procedere al calcolo dei valori per i quali risulti verificata l'equazione:

**$Rd/\gamma_r \geq Ed \Rightarrow$  verifica soddisfatta**

Nella tabella che segue sono riportati i suddetti valori di **Rd/γr**.

Si specifica che il valore riportato dovrà essere confrontato con il valore di azione Ed già comprensivo dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I, colonne A1 e/o A2.

**Tab. 6:** determinazione dei valori Rd/γr corrispondenti agli **Ed massimi accettabili** (comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni dinamiche (all'SLV)** per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 17/01/2018 e per le tipologie fondazionali considerate.

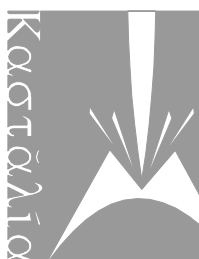
tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m <sup>2</sup>	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m <sup>2</sup>
Lineare nastriforme larga 100 cm	93	168
Lineare nastriforme larga 150 cm	99	179
Lineare nastriforme larga 200 cm	108	195

\* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente γr non deve essere portato in conto, ossia R3=R1=1

**11. CONCLUSIONI**

Riepilogando, la Committenza ha affidato agli scriventi la redazione di una Relazione Geologica e Relazione Geotecnica, come previsto dal D.M. II. e TT. del 17/01/18 "Norme Tecniche sulle Costruzioni", dalla DGR 2616/2011 e dalla DGR 5001/2016, in comune di Ambivere (BG) – via Alcide de Gasperi, nelle aree identificate catastalmente al Foglio 9, Mappale 146 destinate ad ospitare la realizzazione di un

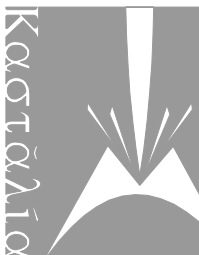




intervento di ristrutturazione edilizia mediante demolizione e ricostruzione di edifici da destinare ad alloggi di Edilizia Residenziale Pubblica (ERP).

Le indagini condotte consentono di esprimere le seguenti considerazioni conclusive:

- dal punto di vista geologico l'area si inserisce all'interno di un contesto caratterizzato dalla presenza di depositi continentali di origine fluvioglaciale e di età pleistocenica-olocenica riferibili alla successione di eventi glaciali e interglaciali, ascrivibili all'Unità di Carvico. Nelle prospicienti aree collinari affiorano successioni rocciose appartenenti alla Formazione dell'Arenaria di Sarnico e al Flysch di Pontida. A scala locale, i depositi fluvioglaciali dell'Unità di Carvico risultano ripresi e rimaneggiati dall'attività torrentizia del Torrente Dordo, che ha comportato la deposizione di terreni alluvionali genericamente ascrivibili all'Unità Postglaciale;
- dal punto di vista geomorfologico, l'area in esame risulta pressoché pianeggiante e priva di evidenze di dinamica attiva o quiescente che possano interferire con il progetto in esame;
- dal punto di vista idrogeologico, il sottosuolo dell'area esaminata si caratterizza per la presenza di un acquifero freatico con valori medi di soggiacenza pari a circa - 20 m da p.c. Si tratta di un dato che, pur passibile di oscillazioni, consente di escludere qualsiasi interferenza fra l'edificio oggetto di ristrutturazione e le dinamiche di deflusso idrico ipogeo;
- dal punto di vista idrografico, l'area risulta affrancata dal rischio di coinvolgimento in fenomeni esondativi di corpi idrici superficiali;
- dal punto di vista stratigrafico il sottosuolo dell'area in esame si caratterizza per la presenza di un primo livello, spinto da piano campagna e fino alla profondità di circa - 2,1 / - 3,0 m, costituito da sabbia limosa, debolmente argillosa, comprensiva dello strato superficiale di terreno vegetale e/o riportato/rimaneggiato. Oltre tale livello e fino alla massima profondità investigata, pari a - 4,5 m da p.c. (ma le indagini geofisiche condotte consentono di estendere ulteriormente in profondità la presenza di tale livello) i terreni risultano costituiti da ghiaia e sabbia con ciottoli, in scarsa matrice limosa, a supporto clastico;
- il calcolo relativo alla portanza del terreno è stato eseguito sia col metodo delle Tensioni Ammissibili (di cui al D.M.LL.PP. 11/03/88 - metodo non più ammesso) che attraverso il metodo degli Stati Limite (NTC di cui al D.M. 17/01/2018), prevedendo fondazioni dirette di tipo lineare nastriforme, di larghezza variabile e compresa fra 100 e 200 cm, alte 40 cm (valore assunto quale quota di incastro della fondazione nel terreno) e impostate sull'unità geotecnica di cui al livello 1 di tabella 1;
- Attraverso il metodo alle Tensioni Ammissibili ha fornito i valori di capacità portante ammissibile (già depurati del fattore di sicurezza 3) e dei relativi cedimenti riportati nella tabella che segue:



tipo di fondazione e dimensioni	Q <sub>amm</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	Stima dei cedimenti (mm) conseguenti all'applicazione di Q <sub>amm</sub>
Lineare nastriforme larga 100 cm	73	9.6
Lineare nastriforme larga 150 cm	85	14.9
Lineare nastriforme larga 200 cm	98	19.9

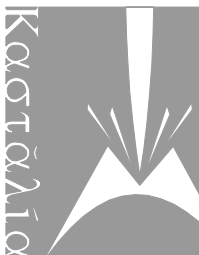
Per quanto riguarda i cedimenti attesi, si specifica che l’elaborazione condotta non tiene conto dell’effetto di sovraconsolidamento che il terreno ha già subito a causa della presenza dell’edificio oggetto di intervento. I dati riportati si ritengono pertanto sovrastimati

- la verifica agli Stati Limite Ultimi in **condizioni statiche** ha portato alla definizione dei valori di Ed massimi accettabili ( $R_d/\gamma_r$ ) riportati nella tabella che segue. Si ricorda che tali valori di azione massima sono comprensivi dei coefficienti parziali A1 e A2 sulle azioni (tab. 6.2.I);

tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m <sup>2</sup>	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m <sup>2</sup>
Lineare nastriforme larga 100 cm	95	219
Lineare nastriforme larga 150 cm	110	254
Lineare nastriforme larga 200 cm	127	293

\* Nelle verifiche effettuate con l’approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente  $\gamma_r$  non deve essere portato in conto, ossia  $R_3=R_1=1$

- la verifica agli Stati Limite di Esercizio in **condizioni statiche**, in assenza dei valori di azione di progetto, in applicazione del dettame delle vigenti NTC, non è risultata possibile. Analogamente non è risultata possibile la verifica degli SLE in condizioni dinamiche all’S<sub>LD</sub>;
- in condizioni dinamiche la verifica agli stati limite ultimi è stata condotta considerando una **categoria di suolo C, categoria topografica T1, classe d’uso II e vita nominale  $\geq 50$  anni**. La combinazione di queste condizioni applicata al sito di interesse ha fornito i parametri sismici riportati nel capitolo 6. L’approccio all’elaborazione in condizioni sismiche previsto dalle NTC ha portato alla definizione dei valori di  $R_d/\gamma_r$  (corrispondenti agli Ed massimi applicabili, comprensivi dei coefficienti parziali per le azioni o per l’effetto delle azioni di cui alla tabella 6.2.I) **in condizioni dinamiche (all’S<sub>LV</sub>)** che seguono:



tipo di fondazione e dimensioni	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO) kN/m <sup>2</sup>	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)* kN/m <sup>2</sup>
Lineare nastriforme larga 100 cm	93	168
Lineare nastriforme larga 150 cm	99	179
Lineare nastriforme larga 200 cm	108	195

\* Nelle verifiche effettuate con l’approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente  $\gamma_r$  non deve essere portato in conto, ossia  $R3=R1=1$

- la verifica a liquefazione ha portato a ritenere che il terreno non risulti passibile a tale fenomeno in caso di sisma.

Sulla base dell’indagine svolta, premesso quanto sopra e fatte salve le indicazioni tecniche riportate e la scrupolosa osservazione dei valori di capacità portante calcolati, che non dovranno per nessun motivo essere superati, è possibile ritenere l’intervento in progetto compatibile con l’assetto geologico dell’ambito in cui esso ricade e con le caratteristiche geotecniche del sottosuolo, in relazione al quale dovrà essere attentamente concepito e realizzato.

07/09/2022

dott. Giulio Mazzoleni, geologo

dott. Davide Incerti, geologo

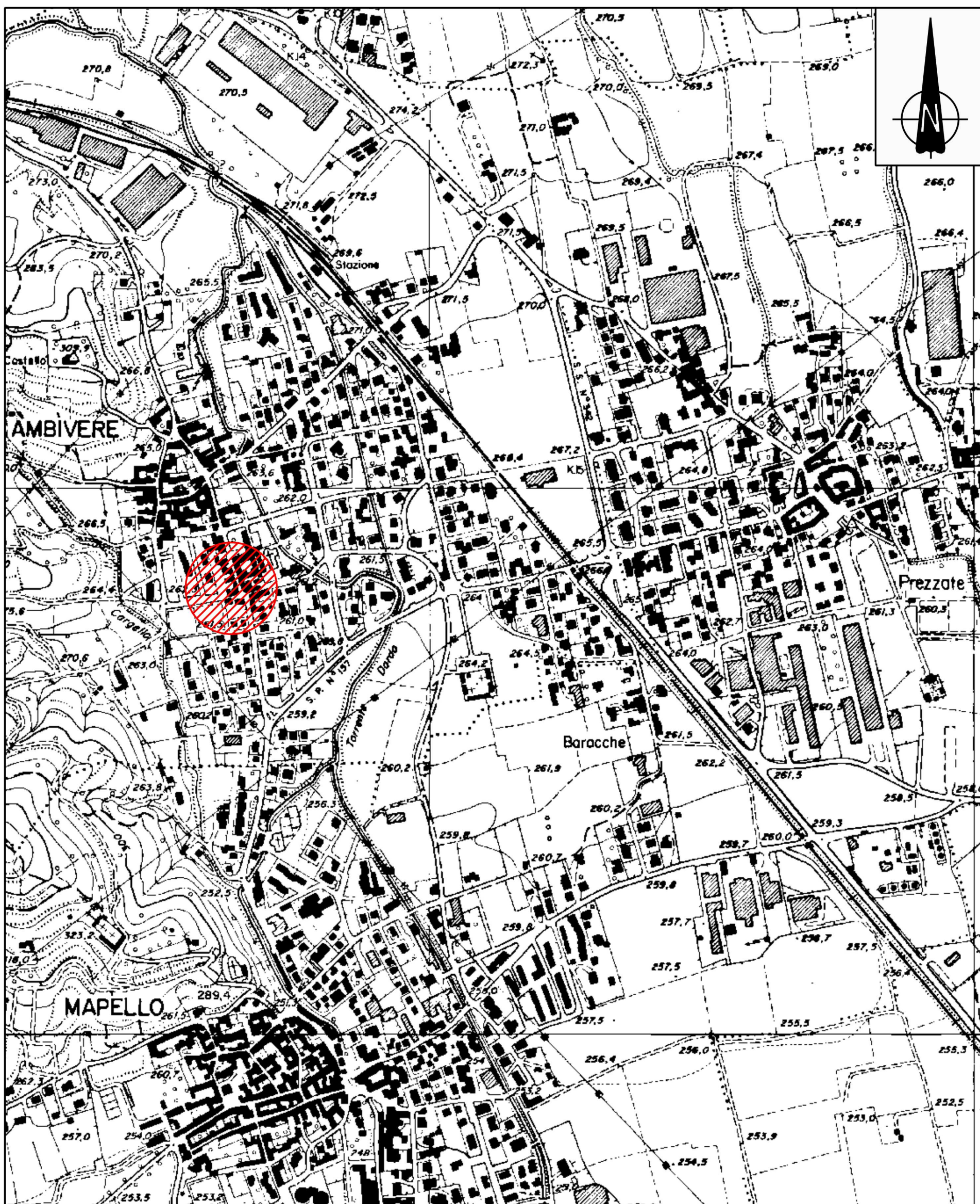
*La proprietà intellettuale e il diritto d’autore del presente elaborato appartengono in maniera esclusiva ai firmatari. Ogni riproduzione, anche parziale, deve essere autorizzata. Ogni utilizzo diverso da quello previsto deve considerarsi illegittimo.*



Allegato 1

INQUADRAMENTO GEOGRAFICO  
SCALA 1:10.000



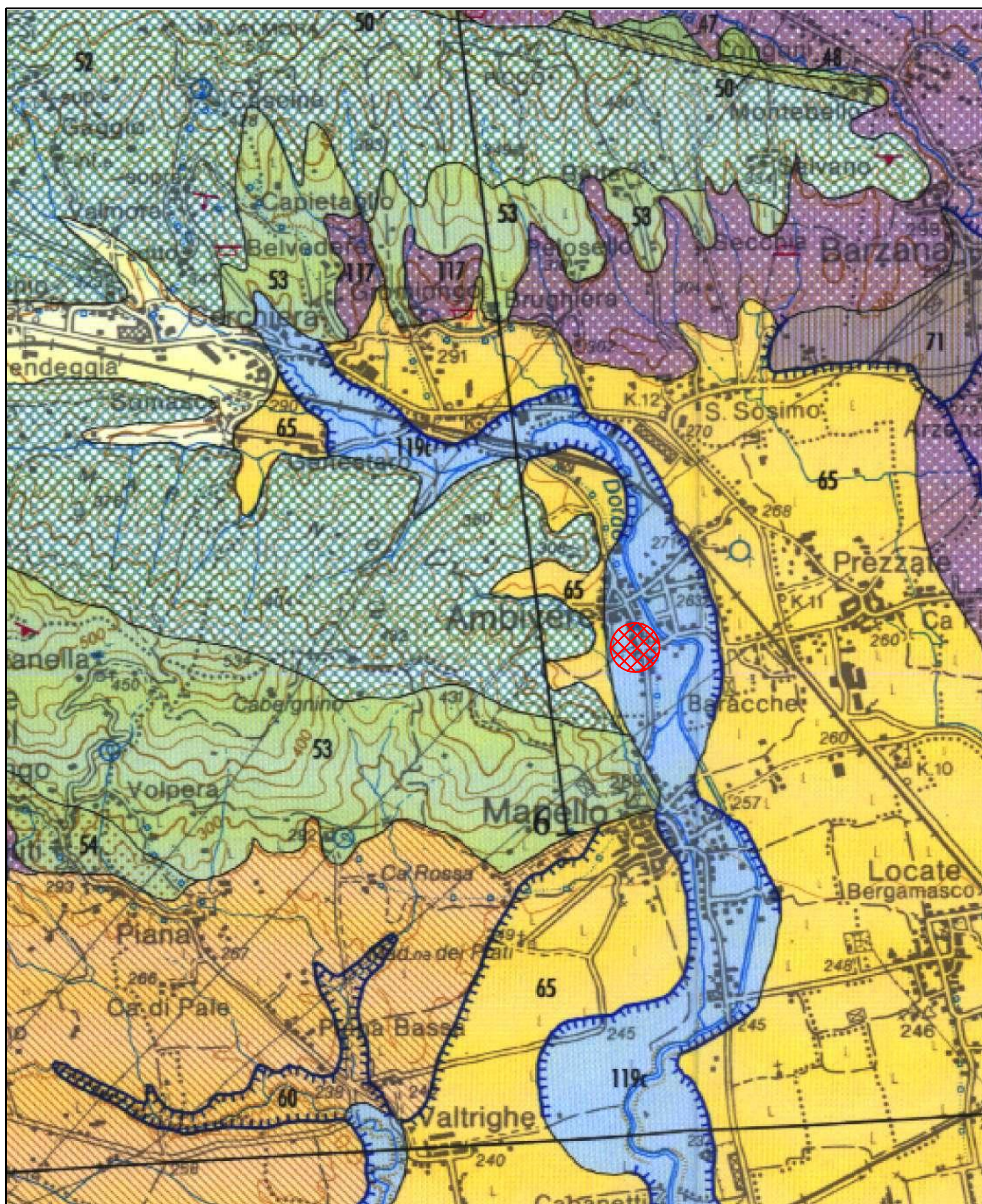




Allegato 2

INQUADRAMENTO GEOLOGICO  
SCALA 1:25.000  
(Stralcio della Carta Geologica  
della Provincia di Bergamo)

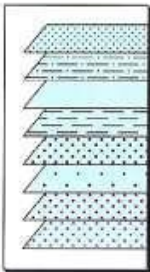




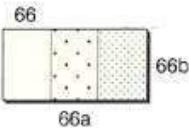




UNITA' DI COPERTURA



**UNITA' POSTGLACIALE (119)**  
119a) depositi di versante.  
119b) depositi di conoide.  
119c) depositi alluvionali.  
119d) depositi lacustri, palustri e di torbiera.  
119e) depositi glaciali.  
119cf) depositi alluvionali in pianura con superficie limite superiore caratterizzata da Entisuoli.  
119cg) depositi alluvionali in pianura con superficie limite superiore caratterizzata da Inceptisuoli.  
119ch) depositi alluvionali in pianura con superficie limite superiore caratterizzata da Inceptisuoli rubefatti o da Alfisuoli poco espressi.  
Morfologie ancora in evoluzione. *PLEISTOCENE SUPERIORE - OLOCENE*



**UNITA' DI CANTU' (66)**  
66a) depositi fluvioglaciali.  
66b) depositi glaciali.  
Inoltre, non distinti (66): depositi di contatto glaciale, deltizi, lacustri e di versante. Clasti di litotipi dell'Alto Lario e della Valtellina. Superficie limite superiore: morfologie ben conservate, copertura loessica assente, profilo di alterazione poco evoluto con profondità massima del fronte di decarbonatazione di circa 2 m, colore 10YR. *PLEISTOCENE SUPERIORE*

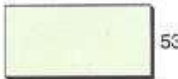


**UNITA' DI CARVICO (65)**  
Depositi glaciali e fluvioglaciali. Clasti di litotipi dell'Alto Lario e della Valtellina. Superficie limite superiore: morfologia ben conservata, copertura loessica discontinua presente, profilo di alterazione evoluto con profondità massima del fronte di decarbonatazione compreso tra 3 e 4 m, colore 7.5YR. *PLEISTOCENE MEDIO - SUPERIORE ?*



**UNITA' DI SOTTO IL MONTE (60)**  
Depositi loessici. Superficie limite superiore caratterizzata da più suoli sepolti, a fragipan, di spessore massimo 13 m, colore tra 2.5YR e 7.5YR. *PLEISTOCENE INFERIORE ?*

UNITA' DI SUBSTRATO



**ARENARIA DI SARNICO (53)**  
Alternanza di arenarie e peliti di origine torbiditica, in strati da centimetrici a metrici, talvolta con lenti di arenarie massive e amalgamate. *CONIACIANO*



**FLYSCH DI PONTIDA (52)**  
Alternanze di arenarie fini e peliti grigie di origine torbiditica, a stratificazione da centimetrica a decimetrica; sono intercalati banchi calcarei gradati. *TURONIANO MEDIO-SUPERIORE*



**PELITI ROSSE (50)**  
Peliti rosse massive; superiormente si ha alternanza di peliti rosse e grigie con arenarie micacee, a stratificazione da centimetrica a decimetrica, di origine torbiditica. *TURONIANO INFERIORE-MEDIO*



**UNITA' DEL M. MISMA (49)**  
Alternanza di arenarie fini e peliti giallastre di origine torbiditica, in strati da sottili a spessi, con base conglomeratica; lenti conglomeratiche a ciottoli di selci e calcilutiti. *TURONIANO*



**PELITI NERE SUPERIORI (48)**  
Peliti grigio scuro e nere alternate ad arenarie fini micacee di origine torbiditica. Talvolta sono intercalati sottili livelli di black shales. *CENOMANIANO SUPERIORE - TURONIANO INFERIORE*



**"UNITA' CENOMANIANE" (47)**  
Dal basso verso l'alto: marne e calcareniti rosse; due banchi calcarei ad assetto caotico con noduli di selce, sostituiti verso ovest da marne e calcilutiti rosse e grigie; tra i due banchi calcarei sono intercalate peliti ed arenarie fini di origine torbiditica, in strati sottili. *CENOMANIANO*



**SASS DE LA LUNA (46)**  
Alternanze di calcari e calcari marnosi grigio bluastrì, localmente selciferi, in strati piano-paralleli da centimetrici a decimetrici, torbiditici. Superiormente si hanno calcilutiti grigio chiaro con intercalate marne rosse. *ALBIANO SUPERIORE*

Allegato 3

UBICAZIONE PROVE  
PENETROMETRICHE  
DINAMICHE

e

CARATTERISTICHE  
TECNICHE  
DELL'ATTREZZATURA IN  
USO





Ubicazione prova penetrometrica dinamica



Ubicazione registrazione di sismica passiva

PENETROMETRO DINAMICO IN USO: **TG 73-100 M-A.C**

<b><u>Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici</u></b>		
<i>TIPO</i>	<i>Sigla riferimento</i>	<i>Peso Massa Battente M (kg)</i>
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 < M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE: TG 73-100 M-A.C

PESO MASSA BATTENTE	M	=	73.00 Kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H	=	0.75 m
DIAMETRO PUNTA CONICA	D	=	51.00 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A	=	20.43 cm <sup>2</sup>
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha$	=	60°
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La	=	0.90 cm
PESO ASTE PER METRO	Ma	=	6.31 Kg
PROF. GIUNZIONE 1° ASTA	P1	=	0.30 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta$	=	0.30 m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N	=	N(30) → Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO/FANGHI	NO		
ENERGIA SPECIFICA X COLPO	Q	=	(Mh)/(A $\delta$ ) = 8.93 Kg/cm <sup>2</sup> (prova SPT: Qspt = 7.83 kg/cm <sup>2</sup> )
COEFF. TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t$	=	Q/Qspt = 1.141 (teoricamente: Nspt = $\beta_t$ N)

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

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

Rpd	=	resistenza dinamica punta [area A]
e	=	infissione per colpo = $\delta / N$
M	=	peso massa battente (altezza caduta H)
P	=	peso totale aste e sistema battuta

Allegato 4

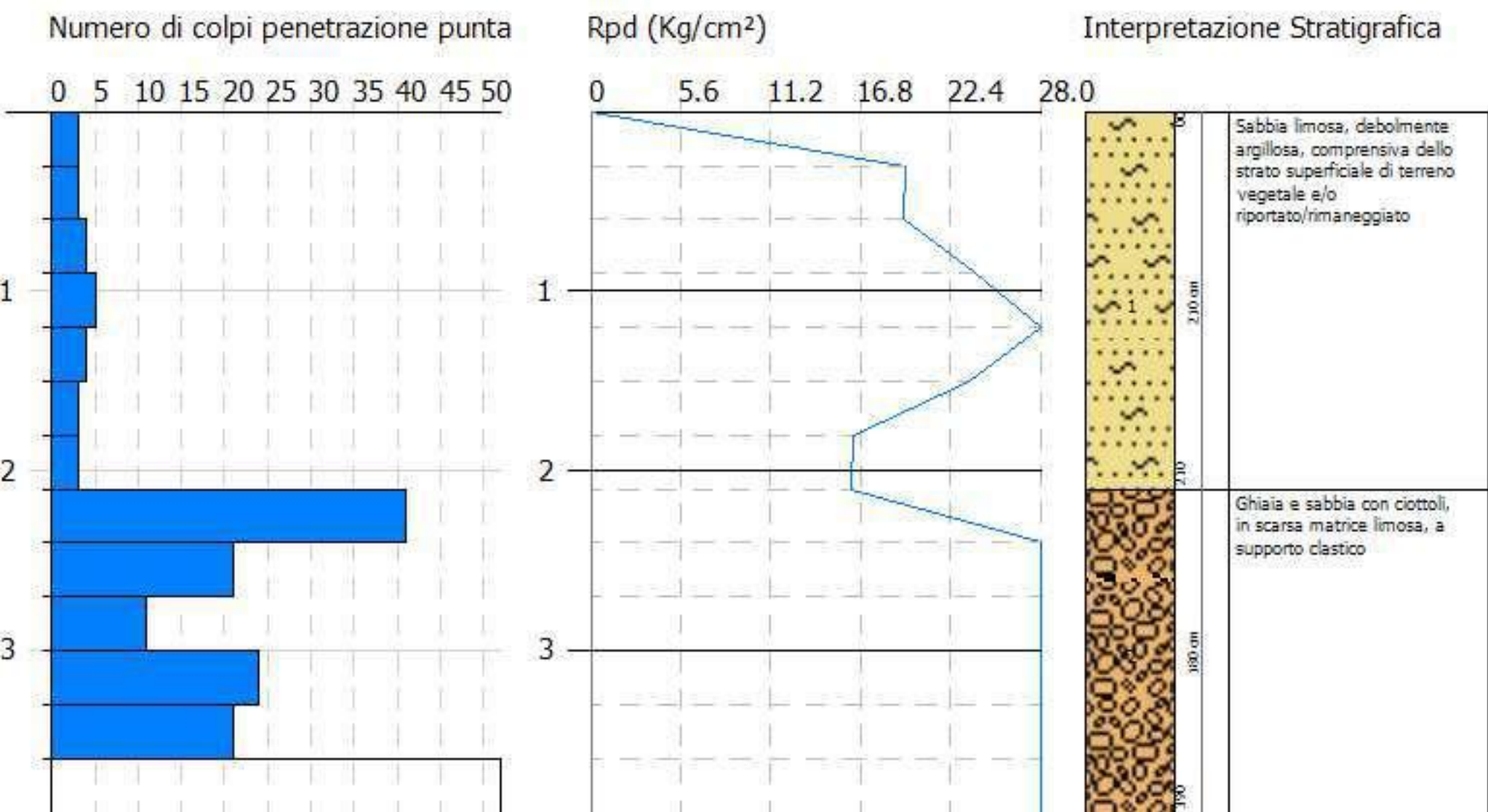
DIAGRAMMI PROVE  
PENETROMETRICHE  
DINAMICHE



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1  
Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)

Committente: Comune di Ambivere  
Descrizione: Alloggi ERP  
Localita': Via Alcide de Gasperi

Scala 1:50



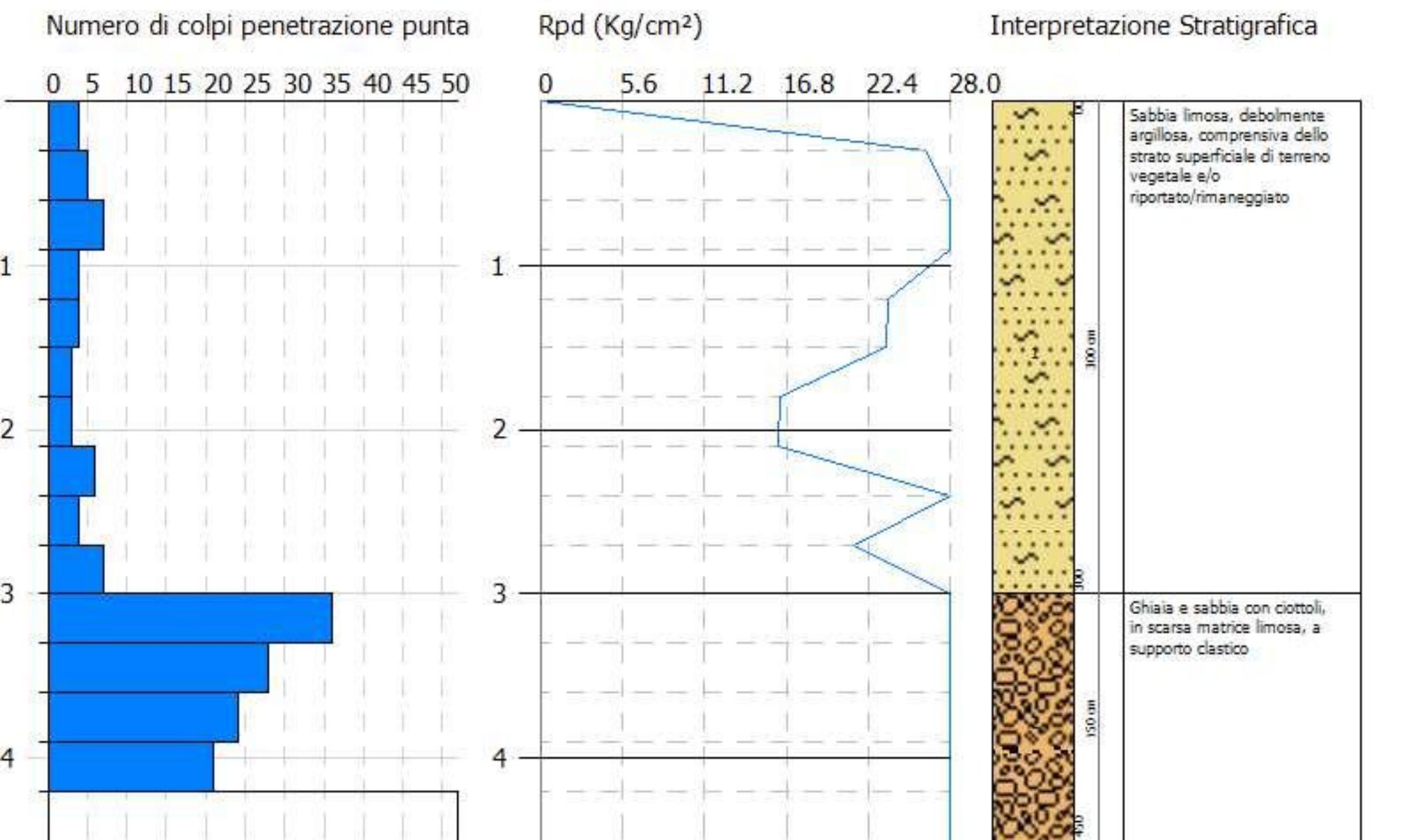




PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2  
Strumento utilizzato... SCPT (Standard Cone Penetration Test)

Committente: Comune di Ambivere  
Descrizione: Alloggi ERP  
Localita': Via Alcide de Gasperi

Scala 1:50



Allegato 5

APPROFONDIMENTO  
SISMICO DI SECONDO  
LIVELLO

## **Approfondimento 5 relativo agli aspetti sismici (App5) - AMPLIFICAZIONE**

Tenuto conto di tutti i dati illustrati in relazione e quindi del modello stratigrafico-geofisico-geotecnico evidenziato, possono essere applicate le procedure finali dell'All. 5 della D.G.R. 9/2616/2011 per la Stima degli Effetti Litologici e del relativo Fattore di amplificazione (Fa) di sito.

Sono stati esaminati gli scenari di Pericolosità Sismica Locale, funzione della litologia, individuati per l'area del territorio comunale oggetto di approfondimento di 2° livello, per la quale sono stati acquisiti i dati di sismica multicanale.

Si è proceduto a definire in primo luogo la Categoria di Sottosuolo attribuibile al sito, tenendo conto della normativa vigente (D.M. 17/01/18) ed a partire dal piano di campagna.

**Tab. 3.2.II –** *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

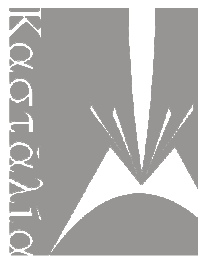
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>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.</i>
D	<i>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.</i>
E	<i>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.</i>

Per l'ambito esaminato i terreni possono essere classificati come appartenenti alla **categoria B**.

In accordo con la procedura, la successione stratigrafica di riferimento e lo spessore e la velocità di ciascuno strato, come definiti mediante la linea sismica, sono stati **riportati nelle "Schede di Stima degli Effetti Litologici"** (figura nella pagina successiva).

Il primo passo della procedura prevede la definizione della scheda di valutazione (All. 5 D.G.R. 9/2616/2011) più idonea alla stima degli effetti litologici.

Sulla base delle informazioni acquisite durante la fase di indagine geognostica condotta sull'area in esame, è stata utilizzata la scheda per la litologia **limoso-sabbiosa tipo 2**, tenuto conto dei campi di validità



riportati nei diagrammi Z-Vs (correlazione profondità- velocità onde sismiche), secondo quanto indicato in proposito dagli Enti Competenti.

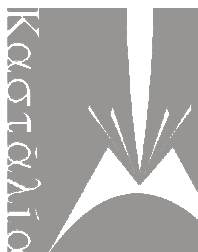
Il passo successivo permette, per la scheda litologica scelta, la definizione della curva caratteristica da utilizzare per la stima del valore di Fa di sito. La profondità del primo strato o del primo strato equivalente (spessore > 4 m) e la relativa velocità Vs, definiscono la curva caratteristica da utilizzare ai fini dei calcoli. Qualora lo strato superficiale abbia una profondità inferiore a 4 m (come nel caso in esame, dove tale strato è profondo solo 2,1 m) si deve utilizzare, per la scelta della curva, lo strato superficiale equivalente, a cui si assegna una velocità Vs calcolata come media pesata del valore di Vs degli strati superficiali la cui somma supera i 4 m di spessore. Nel caso specifico, ne è risultato uno strato superficiale equivalente di spessore pari a 10,6 m e con una velocità Vs di 407 m/sec.

E' stato quindi calcolato il valore del periodo del sito (T), riportato nella scheda in allegato (pari a 0,770 s), ottenuto considerando tutta la stratigrafia ed utilizzando la formula riportata nell'All.5 della DGR 2616/11.

Si è quindi proceduto alla stima del fattore di amplificazione di sito (Fa di sito). Nel calcolo di tale fattore è stata utilizzata la curva 3 riferita all'intervallo di periodo compreso fra 0.1 e 0.5 s (valido per edifici bassi, regolari e piuttosto rigidi, a cui può essere associato quello in progetto), in accordo alla metodologia prevista dalla normativa citata, considerando il tratto logaritmico della curva (valido per valori del periodo proprio del sito compresi fra 0.40 e 1,00 s (nel caso specifico il valore di T calcolato è risultato pari a 0,770 s).

**Ne è risultato un fattore di amplificazione Fa pari a 1,6.**

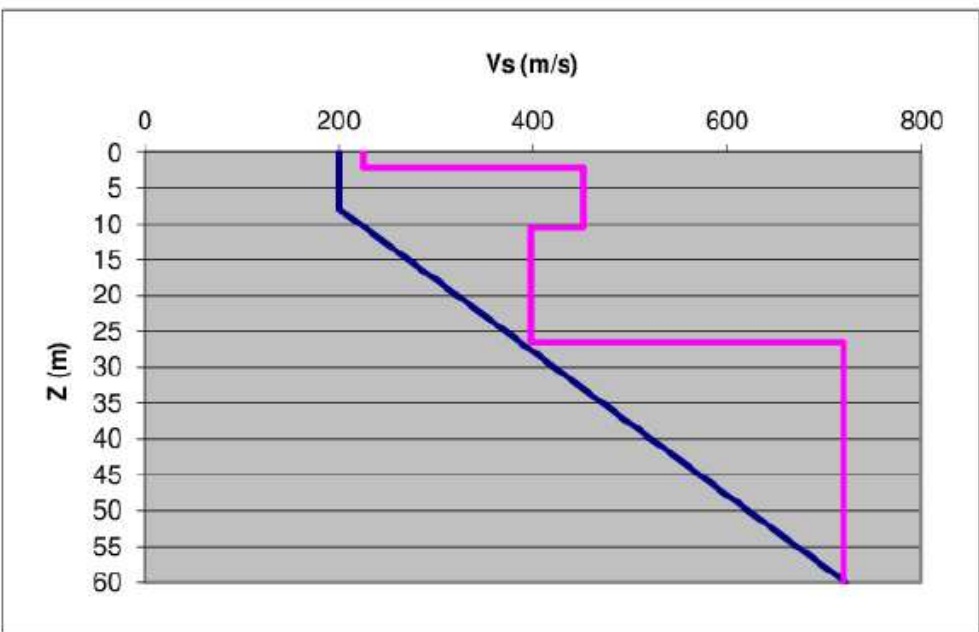




**STIMA DEGLI EFFETTI LITOLOGICI - ANALISI DI 2° LIVELLO**  
*secondo le procedure dell'All.5 - d.g.r. 9-2616 del 30/11/2011*

**TERRENO LIMOSO - SABBIOSO TIPO 2**

Prof base	Nspt	Vs
0		
2.1		22.5
10.6		45.2
26.5		39.8
119.8		72.0
130		98.0
140		98.0
150		98.0
160		98.0
170		98.0
180		98.0



Primo strato	
Prof base:	10.6
Vs	407.0

Periodo del sito	
T (s)	0.770

Curva caratteristica	
n°	3

		Profondità primo strato (m)																							
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	20	25	30	35	40	50	60		
Velocità primo strato (m/s)	200				1	1	1	1	1	1	1														
	250				2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1									
	300				3	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2	2								
	350				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3							
	400				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3						
	450				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3					
	500				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3				
600				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3				
700				3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3			

**VERIFICA**

**Valori Fa di sito**

0,1 s < T < 0,5 s	1.6
-------------------	-----

0,5 s < T < 1,5 s	1.6
-------------------	-----

**COMUNE DI AMBIVERE (BG)**

**Valori di Fa di soglia**

Terreni di tipo:

B	C	D	E
1.4	1.8	2.2	2.0

1.7	2.4	4.2	3.1
-----	-----	-----	-----

Il Fattore di Amplificazione (Fa) calcolato (1,6) risulta superiore a quello soglia (1,4) fornito da Regione Lombardia per i terreni di categoria B (come ricavato dall'indagine geofisica utilizzata) e per edifici con periodo di oscillazione compreso fra 0,1 e 0,5 s (edifici bassi, regolari e piuttosto rigidi), cui appartiene l'edificio oggetto di intervento



### **Considerazioni conclusive**

Una volta calcolato il Fattore di Amplificazione  $F_a$  di sito, la valutazione del grado di protezione viene effettuata in termini di contenuti energetici confrontando tale valore con un parametro di analogo significato calcolato dal Politecnico di Milano per ciascun comune della Regione Lombardia, e per le diverse categorie di suolo (Norme Tecniche per le Costruzioni) soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D ed E).

Tale valore di riferimento rappresenta il valore soglia oltre il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione presente nel sito.

Nel caso specifico, il valore fornito da Regione Lombardia per il Comune di Ambivere, riferito all'intervallo di periodo compreso fra 0,1 e 0,5 s, è pari a 1,4 per terreni di categoria B (la categoria di suolo di fondazione è stata stabilita sulla base dell'esito della prospezione geofisica condotta), mentre è pari a 1,8 per terreni di categoria C.

Ne risulta che il Fattore di Amplificazione  $F_a$  calcolato (1.6) è superiore al valore soglia proposto da Regione Lombardia (1.4), e la normativa nazionale è insufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica.

Come conseguenza dell'analisi condotta, si ritiene possibile terminare l'approfondimento 5 relativo agli aspetti sismici utilizzando la categoria di Sottosuolo superiore al  $V_{s,eq}$  misurato.

**Nei calcoli geotecnici si dovrà pertanto far riferimento alla categoria di Sottosuolo C**

07 Settembre 2022

  
dott. geol. Giulio Mazzoleni



  
dott. geol. Davide Incerti



*La proprietà intellettuale e il diritto d'autore del presente elaborato appartengono in maniera esclusiva ai firmatari. Ogni riproduzione, anche parziale, deve essere autorizzata. Ogni utilizzo diverso da quello previsto deve considerarsi illegittimo.*

Allegato 6

PARAMETRI SISMICI DI  
SITO E DI PROGETTO



Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii  
Muro rigido: 0

Sito in esame.  
latitudine: 45,7181876184032  
longitudine: 9,5486394387861  
Classe: 2  
Vita nominale: 50

Siti di riferimento					
4946,191 676,262 5301,376 7225,124	Sito 1	ID: 11155	Lat: 45,7187	Lon: 9,4849	Distanza:
	Sito 2	ID: 11156	Lat: 45,7211	Lon: 9,5563	Distanza:
	Sito 3	ID: 11378	Lat: 45,6711	Lon: 9,5596	Distanza:
	Sito 4	ID: 11377	Lat: 45,6688	Lon: 9,4882	Distanza:

Parametri sismici

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

Operatività (SLO):  
Probabilità di superamento: 81 %  
Tr: 30 [anni]  
ag: 0,025 g  
Fo: 2,466  
Tc\*: 0,186 [s]

Danno (SLD):  
Probabilità di superamento: 63 %  
Tr: 50 [anni]  
ag: 0,033 g  
Fo: 2,499  
Tc\*: 0,208 [s]

Salvaguardia della vita (SLV):  
Probabilità di superamento: 10 %  
Tr: 475 [anni]  
ag: 0,087 g  
Fo: 2,471  
Tc\*: 0,276 [s]

Prevenzione dal collasso (SLC):  
Probabilità di superamento: 5 %  
Tr: 975 [anni]  
ag: 0,116 g  
Fo: 2,460  
Tc\*: 0,284 [s]

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

SLO:  
Ss: 1,500  
Cc: 1,830  
St: 1,000  
Kh: 0,008  
Kv: 0,004  
Amax: 0,375  
Beta: 0,200

SLD:  
Ss: 1,500  
Cc: 1,760  
St: 1,000  
Kh: 0,010  
Kv: 0,005  
Amax: 0,488  
Beta: 0,200

SLV:  
Ss: 1,500  
Cc: 1,610  
St: 1,000  
Kh: 0,026  
Kv: 0,013  
Amax: 1,284  
Beta: 0,200

SLC:  
Ss: 1,500  
Cc: 1,590  
St: 1,000  
Kh: 0,042  
Kv: 0,021  
Amax: 1,699  
Beta: 0,240

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50  
Geostru

Coordinate WGS84  
latitudine: 45.717263  
longitudine: 9.547584