

Comune di Zogno (BG)



RELAZIONE GEOLOGICA ai sensi della D.G.R IX/2616/2011 - *Relazione R3 ai sensi della D.g.r. X/5001/2016.*

RELAZIONE GEOLOGICA - *Relazione R1 ai sensi della D.g.r. X/5001/2016.*

RELAZIONE GEOTECNICA - *Relazione R2 ai sensi della D.g.r. X/5001/2016 .*

Committente: Dott. Ing. Locatelli M.

Oggetto: Adeguamento sismico.

Ubicazione: Caserma dei Vigili del Fuoco – Zogno (BG).

Signa S.r.l.
Dott. Geol. Daniele Gerosa



Boltiere, 09 Dicembre 2021.



Dott. Geol. Gerosa Daniele - SIGNA Srl

Via G. Donizetti 7 – Boltiere (BG)

Tel./Fax. 035-806318 Cell. 331-8218021 e-mail daniele.gerosa@libero.it

1. INTRODUZIONE ED INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Nella presente relazione si determinano le caratteristiche geologiche, idrogeologiche, geotecniche e sismiche dei terreni che costituiscono il sottosuolo dell'area interessata dal progetto di adeguamento sismico della Caserma dei Vigili del Fuoco situata in via A. Locatelli nel comune di Zogno (BG). Per l'ubicazione dell'area oggetto della presente relazione si rimanda alla *figura 1*.

Nei capitoli seguenti si illustreranno, dopo un breve inquadramento geologico ed idrogeologico, le indagini geognostiche appositamente realizzate e si procederà alla caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni che costituiscono il sottosuolo dell'area in esame.

La presente relazione è stata redatta in conformità al D.M. 17.01.2018 (“*Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni*”), alla D.g.r. X/5001/2016 ed alle Norme Geologiche allegata al Piano di Governo del Territorio vigente del comune di Zogno.



Figura 1: Corografia con ubicazione dell'area oggetto della presente relazione (in rosso).

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

L'area di interesse è caratterizzata dalla presenza di ghiaie e massi di origine alluvionale deposti dal Fiume Brembo (*unità Postglaciale*) e localmente da ghiaie di natura calcarea di pezzatura da piccola a media, talora inglobanti anche massi di maggiori dimensioni, relative ad antichi accumuli torrentizi (*Pleistocene sup. - Olocene*). I depositi alluvionali coprono con spessore variabile da punto a punto il substrato roccioso appartenente alla formazione delle Argillite di Riva di Solto e del Calcare di Zu (*Norico medio-sup.*).

In *figura 2* si riporta un estratto della carta Geologica contenuta nello studio geologico comunale a supporto del PGT (anno 2011).

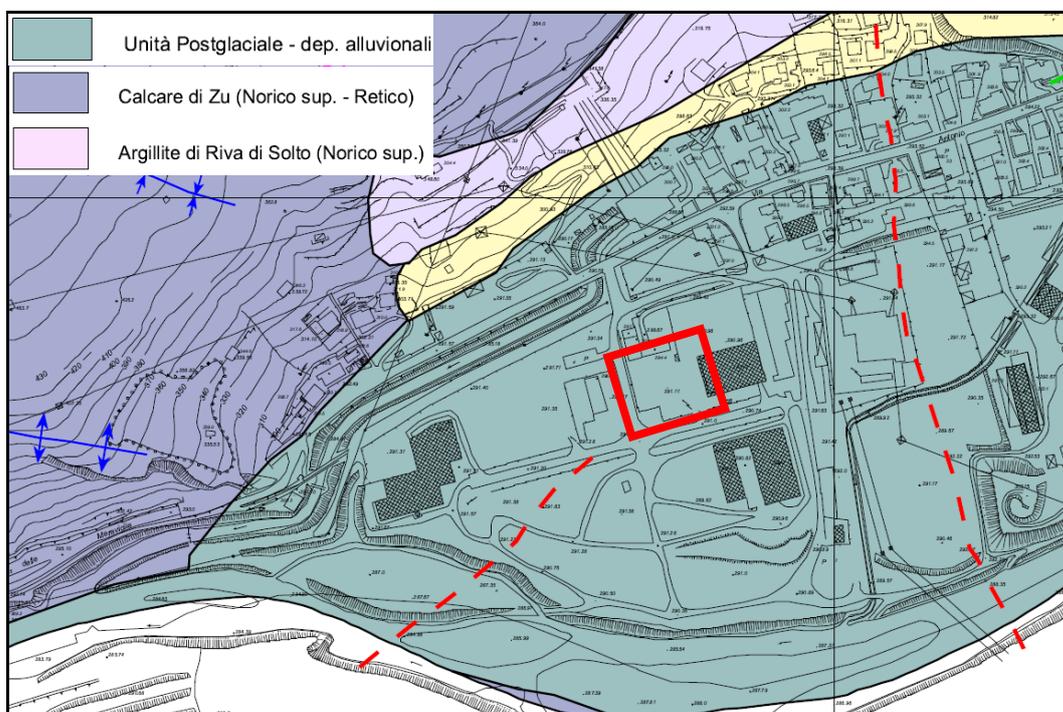
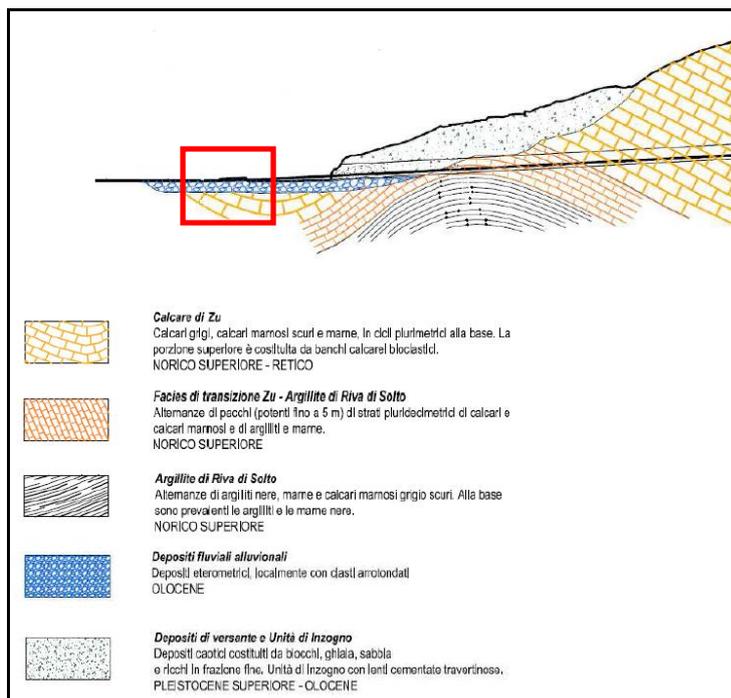


Figura 2: Estratto della carta geologica a supporto del PGT con ubicazione dell'area in esame.



Sondaggio S1

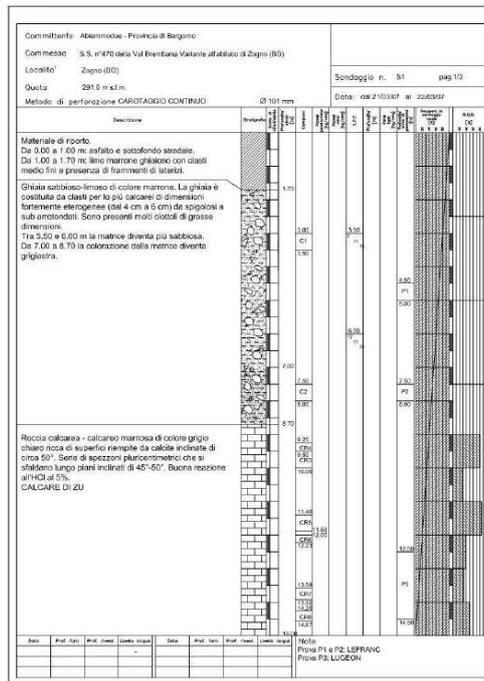


Figura 3: Sezione geologica di riferimento con ubicazione dell'area in esame e stratigrafia del sondaggio geognostico effettuato in corrispondenza dell'imbocco sud della galleria (tratta dal progetto della variante di Zogno).

Da un punto di vista geomorfologico, l'area si presenta come sub-pianeggiante, ribassata rispetto alla sede stradale circostante, inserita in un contesto edificato e priva di processi geomorfologici attivi di una certa entità (sito stabile).

All'interno dei depositi alluvionali si sviluppa l'acquifero superficiale a carattere freatico (con una superficie superiore libera di oscillare nel tempo) la cui alimentazione è assicurata dalle precipitazioni.

Facendo riferimento alla *Carta Idrogeologica* redatta a supporto dello studio geologico comunale si ricava che la profondità media della falda freatica può essere stimata coincidente con la quota dell'alveo del fiume Brembo ovvero ad una profondità superiore ai 10-15 m da p.c.

Durante l'esecuzione delle indagini geognostiche la falda non è stata incontrata fino ad una profondità di circa 4.2 m da p.c. (Ottobre 2021).

3. ANALISI DELLA COMPATIBILITA' DELL'INTERVENTO CON GLI STRUMENTI DI PIANIFICAZIONE TERRITORIALE

I dettagli dell'intervento sono stati confrontati con gli elementi di vincolo e rischio rilevati sul territorio da parte degli enti pubblici deputati alla definizione delle scelte pianificatorie. Gli estratti di seguito riportati provengono dalla documentazione tecnica contenuta nello studio geologico a supporto del PGT vigente.

Sull'area d'intervento la *Carta dei Vincoli* evidenzia la presenza del solo vincolo legato alla fascia C retrostante il limite di progetto tra la fascia B e la fascia C (vincolo delle fasce fluviali del PAI): l'area risulta esterna alla fascia di rispetto del reticolo idrico e dei pozzi potabili, non rientra nelle aree in dissesto ma appartiene all'area di pericolosità RP con scenario poco frequente prevista dal P.G.R.A. (figura 4).

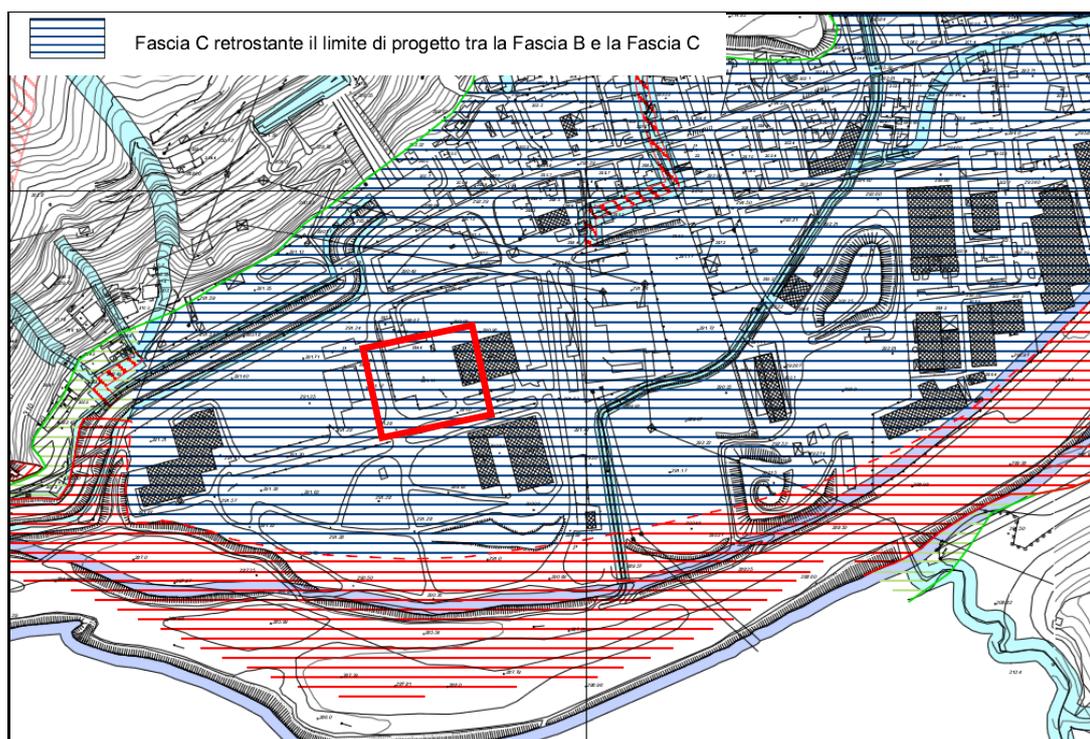
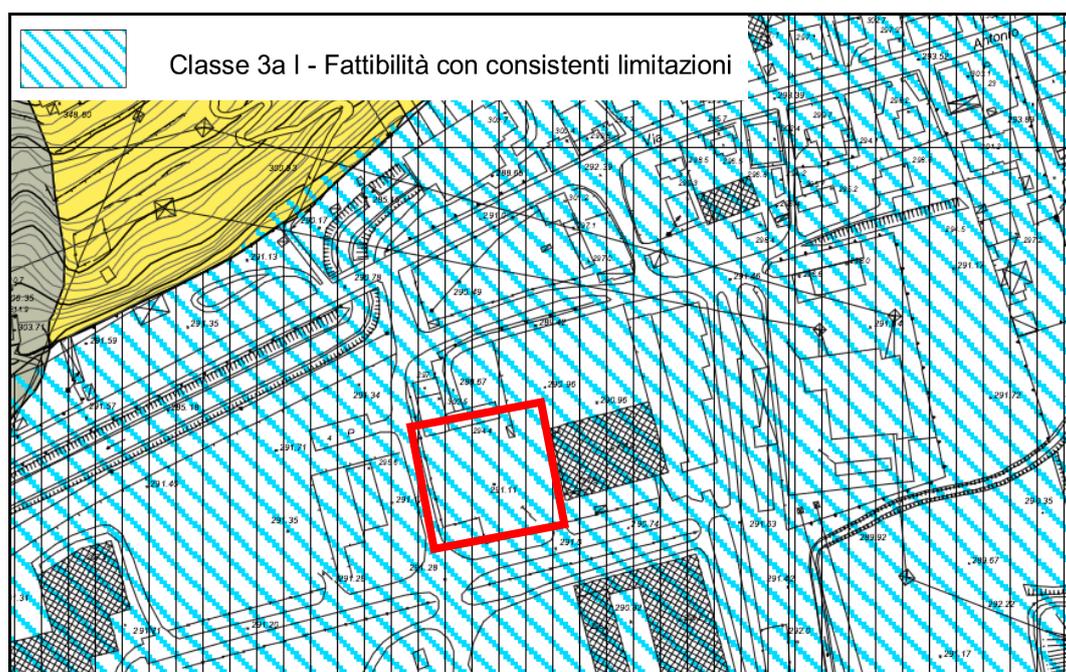


Figura 4: Estratto della Carta dei vincoli con ubicazione dell'area in esame (rettangolo rosso) – studio geologico a supporto del PGT.

La *Carta di Fattibilità Geologica* che suddivide il territorio comunale in aree omogenee con diverso grado di limitazione, indica che l'area in oggetto rientra per la sua totalità nella Classe di fattibilità 3aI (*Fattibilità con consistenti limitazioni, aree vulnerabili dal punto di vista idraulico* – figura 5).



4. INDAGINI GEOGNOSTICHE ESEGUITE

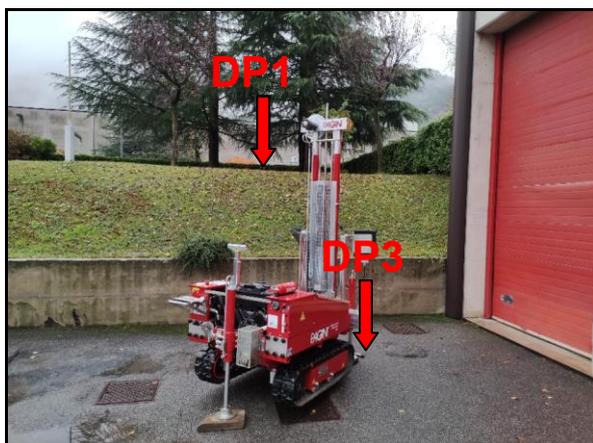
In base al contesto geologico sopra descritto, alle caratteristiche progettuali ed alle condizioni logistiche dei luoghi, si è dimensionata una campagna di indagini geognostiche da cui ricavare gli elementi fondamentali necessari per una corretta definizione del modello geologico-tecnico del sottosuolo dell'area in esame. La campagna è consistita nell'esecuzione di:

- **N. 3 prove penetrometriche dinamiche (DP1-DP3)** eseguite con penetrometro dinamico tipo PAGANI TG 63/100 kN (maglio da 73.5 kg) spinte fino al rifiuto strumentale raggiunto rispettivamente a 4.5, 3.9 e 4.2 m di profondità da q.r.;
- **N. 1 stendimento sismico con la metodologia MASW (M1)** eseguito alla quota del q.r.

In *figura 6* si mostra l'ubicazione delle indagini geognostiche effettuate mentre nell'Allegato si riportano i risultati delle prove.

Si è assunta come quota di riferimento q.r. la quota delle prove DP2 e DP3 e dello stendimento MASW (quota del piano interrato) mentre la prova DP1 risulta posta a circa +2.5-2.6 m da q.r. (quota della sede stradale di via Locatelli).

Le prove penetrometriche sono state eseguite con l'obiettivo di definire le caratteristiche meccaniche dei terreni, mentre l'indagine geofisica è stata eseguita per la caratterizzazione sismica dei terreni.



Indagini geognostiche: prova penetrometrica e prospezione geofisica MASW.



Figura 6: Ubicazione delle indagini geognostiche effettuate (estratto da Google).

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Nel presente capitolo si riportano le informazioni relative alla caratterizzazione geologico-tecnica dei terreni che verranno interessati dalle opere in progetto.

Per la valutazione dei parametri geotecnici sono state utilizzate le più note e diffuse correlazioni basate sui valori di N_{SPT} (conversione $N_{SPT} = 1.25 \times N_{DP}$, N_{DP} = numero di colpi misurati dalla prova penetrometrica), confrontati con le litologie in esame e, ove possibile, si sono utilizzati diversi approcci, confrontandone criticamente i risultati. I parametri geotecnici sono stati così definiti:

- ✓ Il peso di volume γ è stato assegnato tenendo conto dei limiti di variabilità indicati in letteratura tecnica (*Colombo et al 1996*);
- ✓ L'angolo di resistenza al taglio ϕ' è stato ricavato utilizzando la correlazione di *De Mello* e successivamente confrontato con le correlazioni di *Wolff* (1989) e *Shioi&Fukuni* (JNR 1982);
- ✓ Il modulo elastico E' è stato definito utilizzando la correlazione proposta da *Bowles* (1998) per i litotipi sabbioso-ghiaiosi.

Per ciascun strato che compone il modello geotecnico si sono riportati i valori caratteristici dei parametri geotecnici (γ , ϕ e E).

Sulla base di quanto precedentemente esposto, è possibile costruire il seguente modello geotecnico di riferimento per l'area in esame e base di partenza per le elaborazioni successive.

Unità geotecnica	Litologia presunta	Profondità da q.r.	γ [kN/m³]	ϕ [°]	E' [MPa]
R	Materiale rielaborato/di riporto	0.0-0.9	18	-	-
A	Ghiaia e sabbia deb. limosa	0.9-4.2	18	31-33	24-28

Tabella 1: Valori caratteristici dei parametri geotecnici di ciascuna unità che compone il sottosuolo.

La falda di progetto può essere considerata posta ad una profondità superiori ai 10 m da q.r.

I terreni che costituiscono il sottosuolo (unità A) presentano un comportamento prevalentemente incoerente (coesione $c'=0$).

Lo spessore del materiale rimaneggiato (*Unità R*), valutato nelle prove in circa 0.9 m, è da intendersi come indicativo e da verificare con indagini dirette (scavo).

In corrispondenza della prova DP1, rialzata di circa 2.5-2.6 m rispetto alle prove DP2 e DP3, l'orizzonte R presenta uno spessore medio di circa 1.5 m.

La litologia delle varie unità che costituiscono il modello geotecnico è stata ricavata analizzando le caratteristiche geologiche medie dei depositi presenti nell'area e basandosi sulle informazioni stratigrafiche derivanti da indagini geognostiche pregresse (sondaggio S1 eseguito per il progetto dell'imbocco sud della galleria di Zogno a circa 150 m di distanza dall'area in esame – *figura 3*).

Si ricorda che la prova penetrometrica dinamica non consente la visione diretta del terreno per cui l'interpretazione stratigrafica e la definizione dei parametri geotecnici dei terreni indagati pur basandosi su formule empiriche ampiamente collaudate presentano sempre un certo grado d'incertezza e variabilità.

6. DIMENSIONAMENTO GEOTECNICO: INDICAZIONI PRELIMINARI

Nel presente capitolo si forniscono i valori preliminari della capacità portante in condizioni di SLU e SLE secondo la procedura riportata nel D.M. 17.01.2018 (capitolo 6).

Le verifiche allo SLU di tipo geotecnico (GEO) nei confronti del collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno sono state eseguite tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.II e 6.4.I. del citato Decreto.

La valutazione del carico limite è stata effettuata facendo ricorso all'espressione trinomia di Brich-Hansen:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q$$

Di seguito si riportano le ipotesi utilizzate nel dimensionamento geotecnico:

- Tipologia di fondazione = nastriforme tipo trave rovescia;
- Profondità piano di posa = 0.9 m da q.r.;
- Angolo di resistenza al taglio di calcolo = 32° (unità geotecnica A);
- $\gamma' = 18 \text{ KN/m}^3$ (falda non interagente);
- Incastro minimo della fondazione $D = 0.6 \text{ m}$;
- Carichi eccentrici concentrati nel terzo medio ($A =$ area della fondazione equivalente pari a $B \cdot L$);

Le verifiche allo SLU sono state condotte seguendo l'**Approccio 2 (A1+M1+R3)**, in cui non vengono ridotti i parametri geotecnici (i coefficienti parziali sono unitari) mentre viene ridotta la resistenza ($q_{SLU} = R_d$ e $R_d = q_{lim} / \gamma_R$ con $\gamma_R = 2.3$).

I cedimenti (verifiche allo SLE) sono stati calcolati applicando il modello di trasmissione degli sforzi in profondità basato sulla teoria dell'elasticità di Boussinesq. L'analisi degli sforzi e dei cedimenti viene effettuata suddividendo il terreno di fondazione in strati di spessore e modulo elastico E' variabile secondo quanto proposto da Steinbrenner (1934): applicando il legame sforzo-deformazione è possibile ricavare per ogni strato il cedimento corrispondente ed ottenere quindi il cedimento totale come somma dei contributi dei singoli strati.

Per la verifica allo SLE il fattore limitante è rappresentato dal cedimento e dalle distorsioni massimi compatibili con la funzionalità dell'opera (il cedimento massimo compatibile, tenendo conto delle incertezze legate alla schematizzazione geotecnica, è stato impostato pari a 20-25 mm per le fondazioni nastriformi).

Di seguito si riportano i valori di q_{SLU} e q_{SLE} calcolati:

Fondazione = nastriforme			
Larghezza B [m]	q_{SLU}	q_{SLE}	Cedimento [mm]
1.0	215 kPa (2.19 Kg/cm ²)	150 kPa (1.53 Kg/cm ²)	14-16
1.5	245 kPa (2.50 Kg/cm ²)	160 kPa (1.63 Kg/cm ²)	19-21

Tabella 2: Valori della pressione allo SLU e SLE e dei cedimenti.

Resta compito del progettista strutturale verificare la condizione $E_d < R_d$ (verifiche geotecniche ai sensi delle NTC18) in cui R_d assume i valori di q_{SLU} e q_{SLE} riportati nella *tabella 2*.

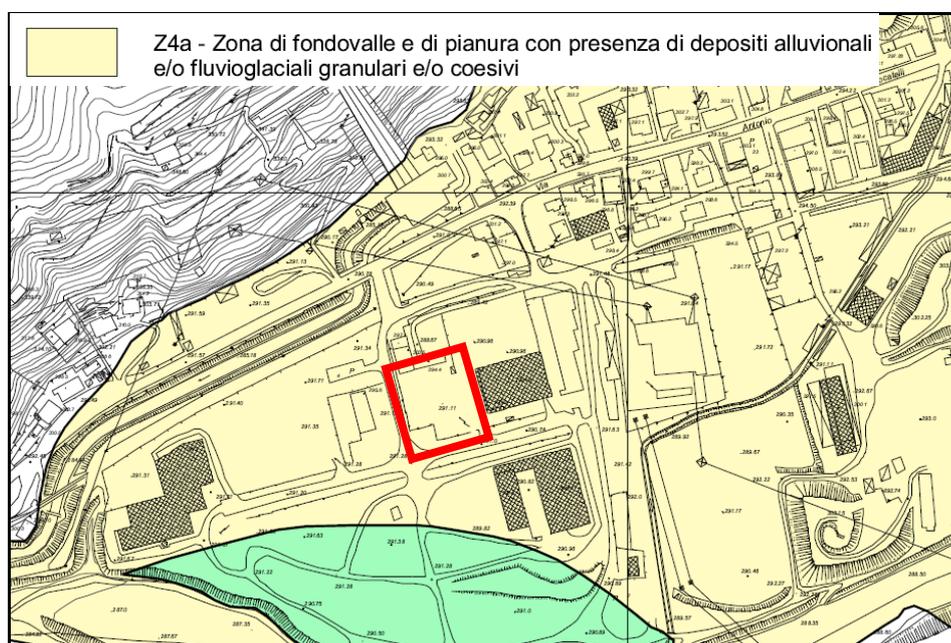
Si raccomanda in fase esecutiva di verificare le ipotesi fatte nella presente indagine eseguita necessariamente per punti.

7. CARATTERISTICHE SISMICHE DEI TERRENI

Secondo la D.g.r. n. X/2129 del 11 luglio 2014 “*Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia*”, il territorio comunale di Zogno appartiene alla zona sismica 3.

Facendo riferimento allo studio geologico a supporto del PGT, il sito in esame rientra nello scenario di pericolosità sismica locale Z4a.

L’analisi di 2° livello ai sensi della D.g.r. IX/2616/2011 non è stata effettuata in fase pianificatoria (PGT vigente).



Estratto della carta di PSL con ubicazione dell’area in esame.

Per la definizione delle caratteristiche sismiche dei terreni che costituiscono il sottosuolo dell’area in esame in grado di modificare, amplificando, la pericolosità sismica di base si è proceduto ad effettuare n.1 stendimento sismico con la metodologia MASW.

Attraverso l’indagine geofisica si è ricostruito l’andamento con la profondità della velocità delle onde sismiche di taglio (o modello sismico monodimensionale), mostrato in *figura 7*.

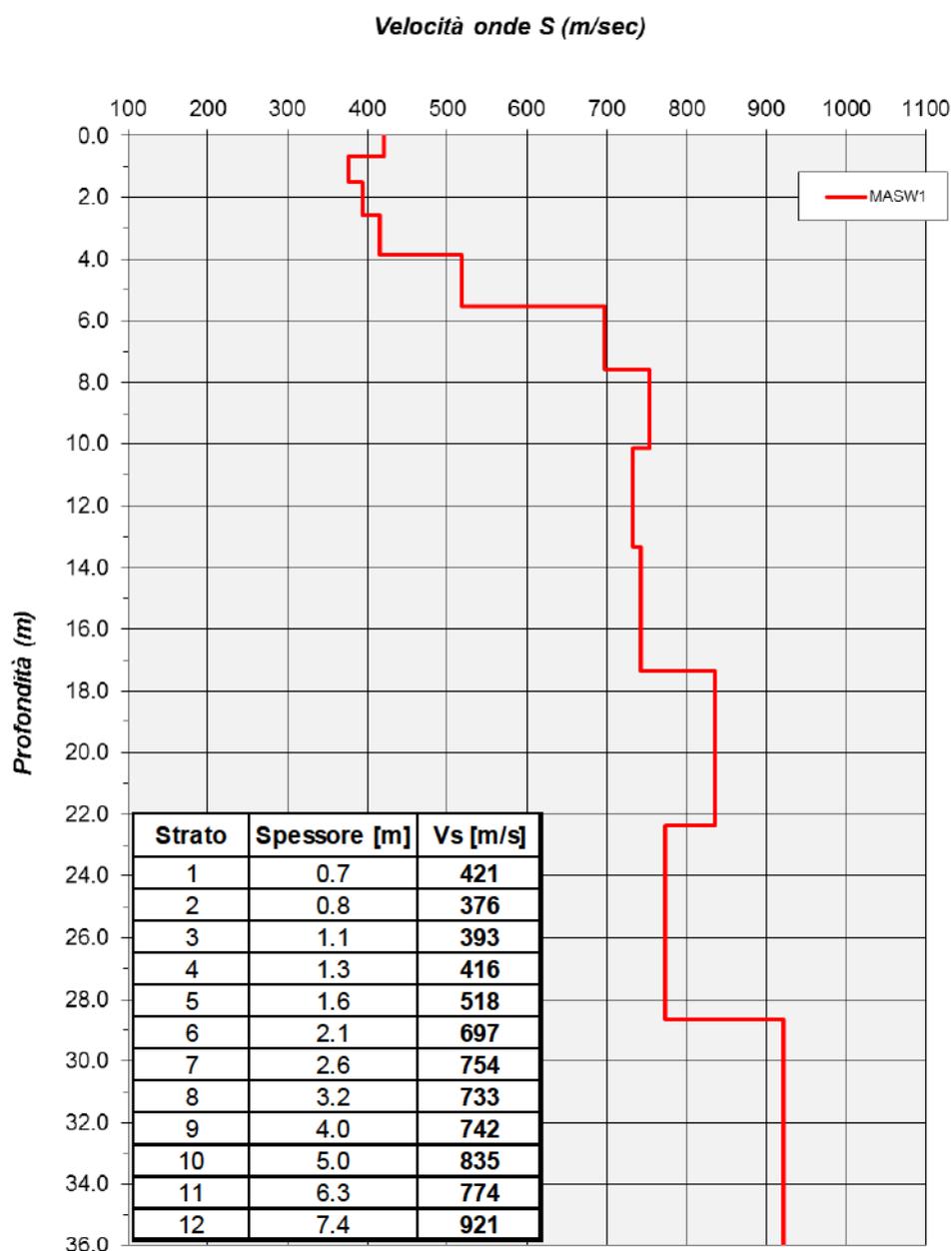


Figura 7: Andamento delle velocità delle onde S con la profondità ricavato dall'analisi della prova MASW.

Analisi sismica di secondo livello per l'area in esame

Per il comune di Zogno i valori di F_a di soglia (FAS) riferiti all'intervallo 0.1-0.5 s e 0.5-1.5 s per le diverse categorie di sottosuolo soggette ad amplificazioni litologiche sono i seguenti:

Fa_Soglia - FAS				
Intervallo	Suolo B	Suolo C	Suolo D	Suolo E
0.1-0.5 s	1.4	1.9	2.2	2.0
0.5-1.5 s	1.7	2.4	4.2	3.1

Tabella 3: Valori di soglia del fattore di amplificazione di soglia per il comune di Zogno - Regione Lombardia.

Sulla base dell'andamento delle Vs con la profondità a partire dalla quota fondazionale si individua la scheda litologica di riferimento (Allegato 5 alla D.g.r. IX/2616/2011) che risulta essere quella "ghiaiosa".

All'interno della scheda di valutazione viene scelta, in funzione della profondità e della velocità delle onde S dello strato superficiale, la curva più appropriata per la valutazione del valore di Fa.

Considerando una velocità dello strato superficiale superiore a 350 m/s (valore ottenuto considerando la media geometrica dei valori di Vs dei primi 3-4 m a partire dal piano fondazionale previsto), la curva di riferimento per l'intervallo 0.1-0.5 s è la n. 3.

Utilizzando il modello di velocità ricostruito si ottengono i seguenti risultati:

ID	Scheda	Periodo T₀	Fa (0.1-0.5)	Fa (0.5-1.5)
Area1	ghiaiosa	0.1 s	1.2	1.0

A questo punto, il valore di Fa proprio del sito deve essere confrontato con il valore Fa di soglia che risulta contenuto in un elenco predisposto dalla Regione Lombardia e differente per le diverse categorie di sottosuolo che secondo il D.M. 17.01.2018.

A partire dal profilo Vs-profondità dell'area in esame, si ottengono i seguenti risultati:

Quota fondazioni da q.r .	V_{s,eq} [m/s]	Categoria sottosuolo
-1.0 m	617	B
-1.5 m	630	B

In *tabella 4* si effettua il confronto tra i valori di F_a proprio del sito ottenuti con l'analisi sismica di 2° livello ed il valore F_a di soglia, da cui emerge che l'applicazione della categoria di sottosuolo calcolata ai sensi della normativa antisismica (D.M. 17.01.2018) è sufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica propri del sito per le strutture con periodo proprio compreso tra 0.1 e 1.5 s ($FAC \leq FAS$).

Area	Cat. Sottosuolo NTC18	Fa (0.1-0.5)			Fa (0.5-1.5)		
		FAC	FAS	Verifica FAC ≤ FAS	FAC	FAS	Verifica FAC ≤ FAS
1	B	1.2	1.4+0.1	Si	1.0	1.7+0.1	Si

Tabella 4: Verifica dei fattori di amplificazione di sito.

Sulla base dei risultati ottenuti è possibile applicare lo spettro di risposta elastico ai sensi delle NTC18 utilizzando **categoria di sottosuolo di tipo B**.

Sulla base delle caratteristiche topografiche dell'area in esame e di un suo intorno (scala 1:10.000), la **categoria topografica è la T1** per cui $S_T=1.0$.

Analisi del potenziale di liquefazione dei terreni

La liquefazione è un fenomeno associato alla perdita di resistenza al taglio o ad un accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni dinamiche (terremoti) che agiscono in condizioni non drenate.

L'analisi della suscettibilità alla liquefazione di un dato sito dipende da:

- caratteristiche dell'azione sismica (intensità e durata);
- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche litologiche dei terreni e profondità della falda.

La liquefazione di un deposito è dunque il risultato dell'effetto combinato di due principali categorie di fattori: le condizioni del terreno (fattore predisponente) e la sismicità (fattore scatenante). Ai sensi delle NTC18 (Cap. 7.11.3.4.2) la verifica della liquefazione può essere omessa qualora si manifesti almeno una delle seguenti condizioni:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizione di campo libero) $<0.10g$;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna;
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1n} > 180$;

Poiché per l'area in esame è costituita prevalentemente da terreni grossolani (ghiaie e sabbie poggianti sul substrato roccioso) e la superficie della falda risulta posta mediamente oltre 10 m di profondità da p.c. (condizioni di esclusione previste dalle NTC18), si può assumere che i terreni che costituiscono l'area in esame non sono soggetti a fenomeni di liquefazione in condizioni sismiche.

ALLEGATO
INDAGINI GEOGNOSTICHE

TABELLA PROVE PENETROMETRICHE

Profondità	Prova n° 1	Prova n° 2	Prova n° 3	Unità
m da p.c.	N. Colpi [N ₃₀]	N. Colpi [N ₃₀]	N. Colpi [N ₃₀]	
0.3	23	3	28	R
0.6	20	4	22	
0.9	7	3	22	
1.2	7	9	44	A
1.5	3	8	46	
1.8	10	31	38	
2.1	13	20	39	
2.4	18	29	41	
2.7	7	33	44	
3.0	7	42	35	
3.3	12	44	33	
3.6	45	45	46	
3.9	42	100	44	
4.2	51		100	
4.5	100			

Profondità della falda = non rilevata

Indagine MASW

Acq. attiva: 24 geofoni con interdistanza = 1.0 m, Sorgente = 4-8 m, $T_S = 1$ msec, $T_L = 2$ sec.

Acq. passiva: 24 geofoni con interdistanza = 1.0 m, $T_S = 4$ msec, $T_L = 30$ sec.

Curva di Dispersione e Picking

