

**MAKO SHARK s.r.l.**

Viale Montecuccoli, 16  
23843 DOLZAGO (LC)

**AMPLIAMENTO DI UN EDIFICIO INDUSTRIALE  
ESISTENTE NEL COMUNE DI DOLZAGO (LC) -  
VIA MONTECUCCOLI, 16**

**RELAZIONE GEOLOGICA AI SENSI DEL D.M. 17/01/18 E  
DELLA D.G.R. IX 2616/2011**

**RELAZIONE GEOTECNICA AI SENSI DEL D.M. 17/01/18**

Lecco – Aprile 2018

---

**Dott. Massimo Riva Geologo** - c.f. RVI MSM 61H17 E507N - Part. Iva 01776580134  
Via Previati 16, 23900 LECCO - Tel (0341) 286095 - Fax (0341) 361843  
E-Mail [ufficiotecnico@sgtl.it](mailto:ufficiotecnico@sgtl.it) - Sito [www.sgtl.it](http://www.sgtl.it) – Posta certificata [sgtl@epap.sicurezzapostale.it](mailto:sgtl@epap.sicurezzapostale.it)

Redatto	Verificato	Approvato
SM	MR	MR

## INDICE

0.	PREMESSA .....	2
1.	RELAZIONE GEOLOGICA AI SENSI DEL DM 17/01/18 E DELLA DGR IX 2616/2011 .....	5
1.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO - MORFOLOGICO - IDROGEOLOGICO .....	5
1.2	ANALISI DELLA CARTOGRAFIA UFFICIALE (VINCOLI, PERICOLOSITÀ E FATTIBILITÀ GEOLOGICA).....	7
1.3	INQUADRAMENTO SISMICO .....	9
1.3.1	<i>INQUADRAMENTO SISMICO GENERALE</i> .....	9
1.3.2	<i>INDAGINE SISMICA MASW</i> .....	11
1.3.3	<i>APPROFONDIMENTO SISMICO DI SECONDO LIVELLO (L.R. 12/05 E S.M.I.)</i> .....	12
1.3.4	<i>COMMENTO AI RISULTATI DELL'ANALISI DI SECONDO LIVELLO</i> .....	16
1.3.5	<i>VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE</i> .....	17
1.4	INDAGINI GEOGNOSTICHE .....	18
1.4.1	<i>PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SCPT</i> .....	18
1.4.2	<i>STRATIGRAFIA TERRENI</i> .....	19
2.	RELAZIONE GEOTECNICA (AI SENSI DEL D.M. 17/01/2018) .....	21
2.1	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE .....	21
2.2	AZIONI SISMICHE E STATI LIMITE.....	22
2.3	DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI E DEI COEFFICIENTI SISMICI.....	23
2.4	CAPACITÀ PORTANTE AGLI STATI LIMITE (NTC2018).....	27
2.5	STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO.....	30
2.6	CAPACITÀ DI ASSORBIMENTO E ALLA PERMEABILITÀ DEI TERRENI INDAGATI.....	32
2.6.1	<i>CONSIDERAZIONI SULLA GESTIONE E SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE SECONDO IL PRINCIPIO DELL'INVARIANZA</i> .....	33
2.7	INDAGINI INTEGRATIVE.....	33
3.	CONCLUSIONI .....	34

### Tavole e allegati al testo:

All. 1: Prove Scpt – grafici

All. 2: Documentazione fotografica

Tav. 1 - Ubicazione del sito

Tav. 2 - Carta geologica

Tav. 3 - Carta geomorfologica

Tav. 4 - Carta idrogeologica

Tav. 5 - Planimetria di progetto con ubicazione indagini

Tav. 6a e 6b – Sezioni stratigrafiche

Tav. 7 – Indagine sismica Masw

## 0. PREMESSA

Per conto della Mako Shark s.r.l. è stata redatta la presente relazione geologica (ai sensi del D.M. 17/01/2018 e della D.G.R. IX 2616/2011) e geotecnica (ai sensi del D.M. 17/01/2018), per il progetto di ampliamento di un edificio industriale, sito nel Comune di Dolzago (Lc) in Via Montecuccoli n. 16.

L'intervento è situato nella porzione centrale del nucleo urbanizzato di Dolzago, alla quota di 306.0 – 313.00 m s.l.m. Attualmente l'area in oggetto è tenuta a prato.



Fig. 1 - Immagine tratta da Google Earth

Si prevede la realizzazione di n. 3 nuovi corpi così costituiti:

- Corpo A di dimensioni circa 27.10 x 28.90 m (superficie coperta in progetto è di circa 785 m<sup>2</sup>) che rappresenta l'ampliamento principale dei reparti di produzione;
- Corpo B di dimensioni circa 14.70 x 6.05 m (superficie coperta in progetto è di circa 90 m<sup>2</sup>) adibito a uffici;
- Corpo C di dimensioni circa 16.10 x 10.55 m (superficie coperta in progetto è di circa 170 m<sup>2</sup>) adibito a spogliatoi e locale di ristorazione.



Fig. 4 – Prospetto Nord

Le opere si possono individuare in classe d'uso II (art 2.4 comma 2.4.2 del D.M. 17/01/2018). L'area d'intervento si colloca in Zona Sismica 3.

La relazione geologica, ai sensi del D.M. 17/01/2018 e della D.G.R. IX 2616/2011 ha le finalità di:

- ✓ Definire le condizioni geologiche, morfologiche, idrogeologiche dell'area in esame e circostanti.
- ✓ Definire i rischi geologici, naturali e indotti dell'area in esame e circostanti.
- ✓ Definire la fattibilità del progetto in esame.
- ✓ Definire la categoria del suolo di fondazione e la classe di zonazione sismica, ai sensi della nuova normativa sismica (DGR. n. X/2129 del 11/07/14).
- ✓ Specificare le indagini eseguite, o da eseguire, in funzione del tipo di opere e della complessità del contesto geologico, per la ricostruzione del modello geologico.
- ✓ Indicare il modello geologico per le verifiche di capacità portante, di stabilità dei terreni di fondazione e scavo.

La relazione geotecnica, redatta ai sensi del D.M. 17/01/2018 ha la finalità di:

- ✓ Assumere il modello stratigrafico e geotecnico dei terreni in oggetto.
- ✓ Definire i parametri geotecnici necessari per il dimensionamento delle strutture di fondazione.
- ✓ Definire le portate agli stati Limite e i relativi cedimenti dei terreni di fondazione.
- ✓ Indicare, in via preliminare, le possibili soluzioni e modalità d'apertura degli scavi e, ove necessario, le possibili soluzioni per il sostegno degli stessi.
- ✓ Definire le caratteristiche di permeabilità dei terreni a supporto della scelta e dimensionamento di sistemi di raccolta, laminazione e scarico delle acque meteoriche.

Per quanto riguarda l'ubicazione dell'area, si rimanda alla tavola 1 allegata a fine testo.

## 1. RELAZIONE GEOLOGICA AI SENSI DEL DM 17/01/18 E DELLA DGR IX 2616/2011

### 1.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO - MORFOLOGICO - IDROGEOLOGICO

I terreni superficiali che ricoprono l'area in oggetto, come si osserva dalla carta geologica allegata a fine testo, appartengono a depositi superficiali di origine fluvioglaciale riferibili all'ultima glaciazione wurmiana; si presentano con una granulometria molto disuniforme caratterizzata dalla presenza di sabbie e ciottoli, anche arrotondati, inglobati in limo ed argilla. I ciottoli, blocchi e i massi denotano una medesima composizione e zona d'origine. In prevalenza si hanno serpentinoscisti, cloritoscisti ed altre rocce in minore misura come micascisti e quarziti.

Il substrato roccioso non affiora all'interno dell'area indagata ma affiora a valle del capannone esistente dove è presente un muro di contenimento d'altezza 5 m circa; ai piedi di tale muro sono visibili localmente affioramenti del substrato roccioso di natura flyschoidale (arenarie con interstrati marnosi e argillitici).

Dal punto di vista morfologico a monte del capannone esistente, sono visibili due terrazzi delimitati da una scarpata d'altezza di 3.0 m circa.

Per quanto riguarda l'idrografia di superficie, non esistono nell'area in oggetto corsi d'acqua d'importanza rilevante. Si rinvengono, a monte dell'edificio in progetto, piccole incisioni (solchi) di ruscellamento, con scorrimento d'acqua solo in seguito a precipitazioni meteoriche intense e durature. Il deflusso delle acque meteoriche verso valle per lo più di tipo diffuso ma anche canalizzato; è presente un canale intubato in corrispondenza del corpo B (uffici) che scende da monte a valle e che scarica le acque bianche superficiali.

La Carta delle isopiezometriche del Professor V. Francani (da questa carta e dalla sezione rappresentate successivamente si evince che nell'area di Dolzago la falda si trova ad una quota di circa 280 m s.l.m.).

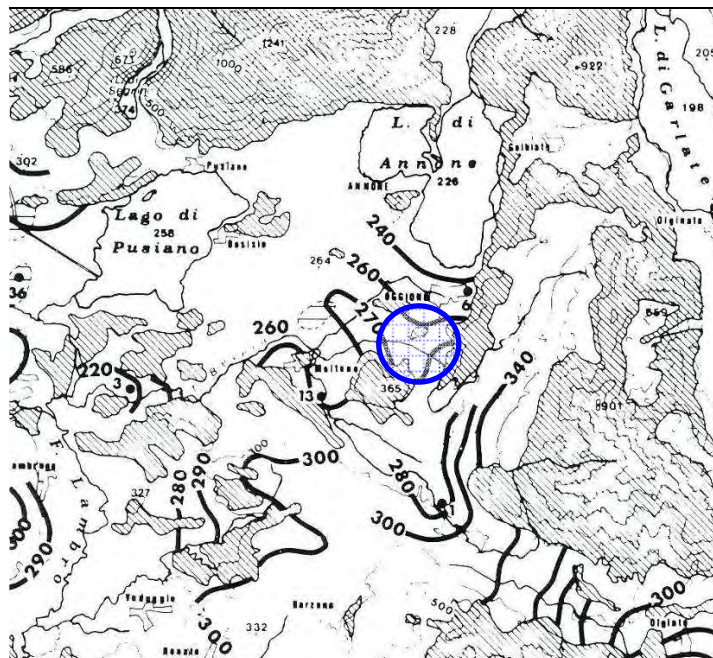


Fig. 5 – Carta isopiezometrica tratta da Lineamenti idrogeologici del settore sublacuale della provincia di Como”  
(1985 - G. P. Beretta, E. Denti, V. Francani, P. Sola)

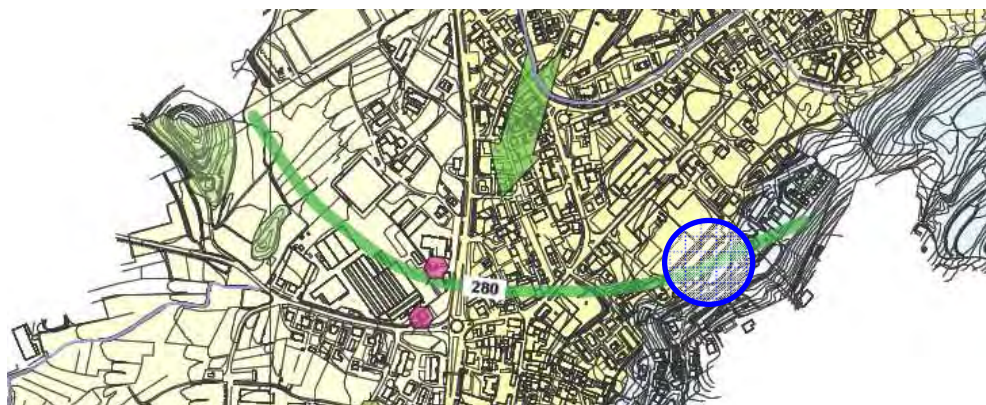


Fig. 5 – Carta idrogeologica dello Studio per il P.G.T. comunale

Anche secondo la Carta Idrogeologica del P.G.T. comunale si evince che nell'area di Dolzago la falda si trova ad una quota di circa 280 m s.l.m.,

Quindi considerando che l'area in esame si trova ad una quota media di 306 m s.l.m., si desume che il livello della probabile falda si trovi a circa – 26 m dal p.c. attuale.

Le prove penetrometriche non hanno individuato la presenza d'acqua fino alla massima profondità d'investigazione corrispondente a –5.10 m da p.c.

Non è comunque da escludersi la locale presenza di filtrazioni idriche entro i livelli permeabili o al contatto tra i depositi sciolti superficiali e il substrato roccioso.

Non si segnalano nell'area processi geomorfici in atto o potenziali tali da compromettere la sicurezza della costruzione in progetto.

Per maggiori dettagli relativamente ai caratteri geologici e morfologici e idrografici dell'area in esame, si rimanda alle tav. 2,3 e 4 allegate a fine testo.

## 1.2 ANALISI DELLA CARTOGRAFIA UFFICIALE (VINCOLI, PERICOLOSITÀ E FATTIBILITÀ GEOLOGICA)

Sono state analizzate le seguenti cartografie e documentazioni:

↪ PIANO STRALCIO PER L'ASSETTO IDROGEOLOGICO (PAI) – AUTORITÀ DI BACINO DEL FIUME PO

Non segnala nessun vincolo o dissesto per il terreno in esame.

↪ DEFINIZIONE DELLA COMPONENTE GEOLOGICA IDROGEOLOGICA E SISMICA DEL PIANO DI GOVERNO DEL TERRITORIO

Nella Carta della Pericolosità Sismica Locale gli edifici in oggetto ricadono all'interno della zona di possibile amplificazione litologica Z4a.

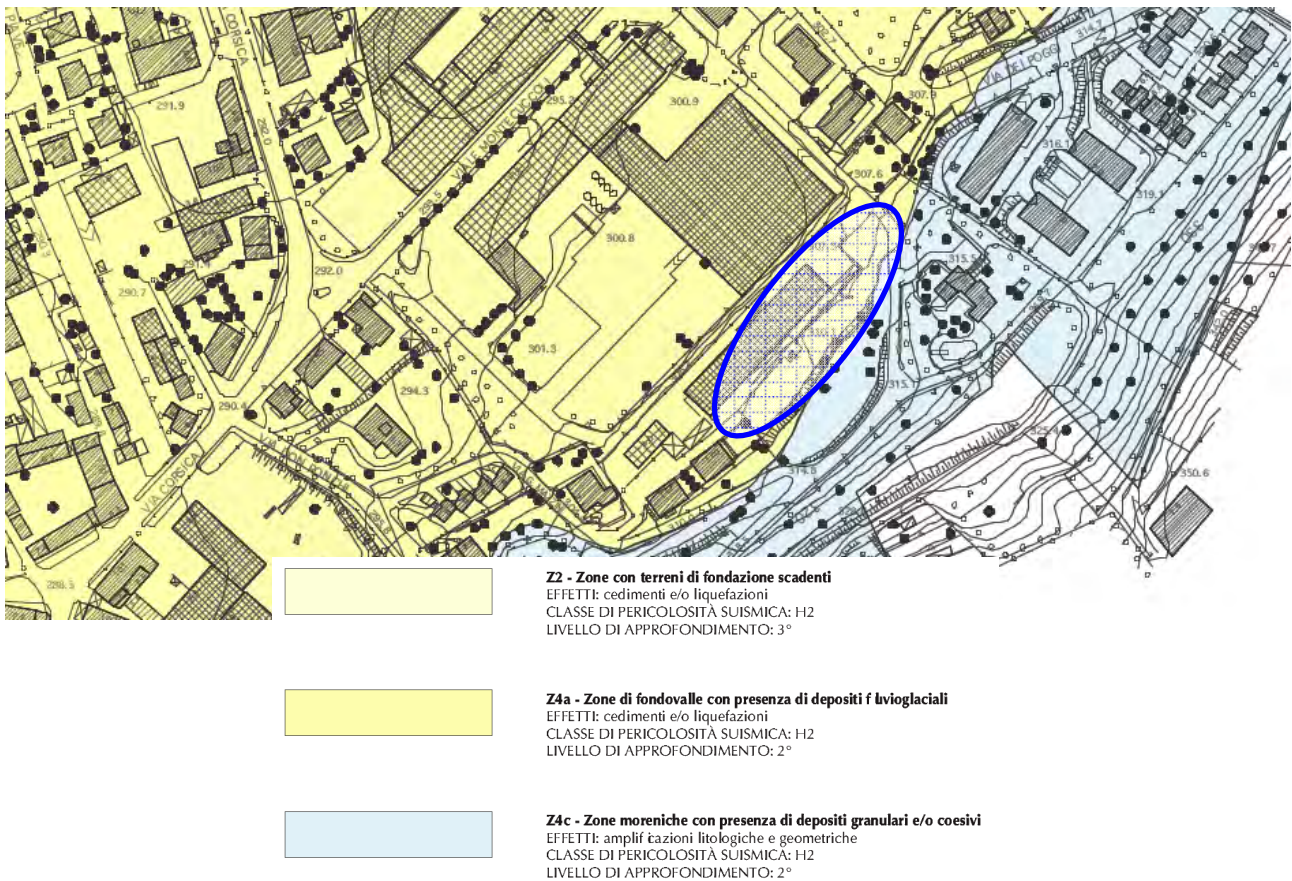


Fig. 5 – Stralcio PGT comunale – Carta della Pericolosità Sismica Locale



Nella Carta dei vincoli geologici del PGT comunale non è indicato alcun vincolo geologico per il terreno in esame.

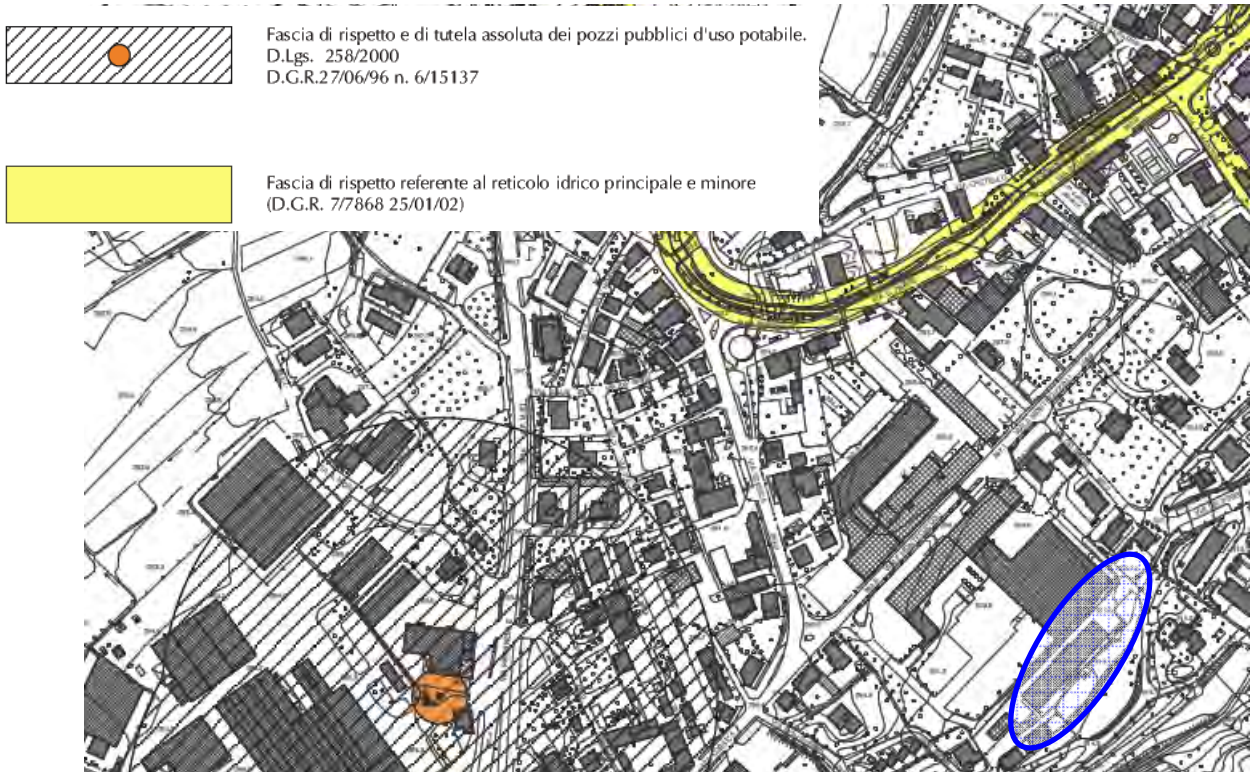


Fig. 6 – Stralcio PGT comunale – Carta dei vincoli

La Carta di Fattibilità Geologica dello Studio Geologico del PGT, inserisce l'area di edificazione in classe 3C, ossia fattibilità con consistenti limitazioni.



Fig. 7 – Stralcio PGT comunale – Carta della fattibilità geologica

Per ulteriori informazioni relativamente alla classe di fattibilità e ai vincoli geologici si rimanda allo studio geologico del PGT comunale.

### 1.3 INQUADRAMENTO SISMICO

#### 1.3.1 INQUADRAMENTO SISMICO GENERALE

La normativa di riferimento è la seguente:

- D.M. 17 gennaio 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni);
- L.R. 11 marzo 2005 n.12 e s.m.i. (in particolare DGR 30 novembre 2011 – n. IX/2616)
- D.G.R. 11 luglio 2014 n. X/2129 (aggiornamento delle zone sismiche in Lombardia)

Il comune di Dolzago si trova in un'area tranquilla dal punto di vista sismico; non sono disponibili osservazioni dirette per tale comune ma sono disponibili n. 3 osservazioni per il comune vicino di Oggiono nel Database dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia. (DBMI15 Database Macrosismico Italiano 2015 - <https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>), di seguito riportate:

#### Storia sismica di Oggiono [45.789, 9.346]

Int.	Anno	Me	Gi	Or	Mi	Se	Area epicentrale (AE)	Io	Mw
3	1905	04	29	01	46	4	Haute-Savoie, Vallorcine	7-8	5.10
3	1991	11	20	01	54	1	Grigioni, Vaz	6	4.70
3	2003	04	11	09	26	5	Valle Scrivia	6-7	4.81

#### Legenda

<b>Anno</b>	Tempo origine: anno
<b>Me</b>	Tempo origine: mese
<b>Gi</b>	Tempo origine: giorno
<b>Or</b>	Tempo origine: ora
<b>Mi</b>	Tempo origine: minuti
<b>Se</b>	Tempo origine: secondi
<b>AE</b>	Denominazione dell'area dei maggiori effetti
<b>Io</b>	Intensità epicentrale nella scala MCS
<b>Mw</b>	Magnitudo momento
<b>Int.</b>	Intensità al sito (scala MCS)
<b>NF</b>	non avvertito (not felt); in caso di esplicita segnalazione in tal senso è equiparabile a I = 1

La massima intensità osservata nella zona comasca è pari al 3° grado della scala MCS (Mercalli, Cancani, Sieberg), relativa al terremoto più recente del 2003.

La scala MCS (Mercalli Cancani Sieberg) ha 12 gradi che vanno da 1° ("impercettibile"), a 12° ("grandemente catastrofico"); il 3° grado è definita "leggera", ossia avvertita da poche persone. Oscillano oggetti appesi con vibrazioni simili a quelle del passaggio di un'automobile.

Per l'applicazione della nuova normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica (ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n° 3274 del 20 Marzo 2003), l'intero territorio nazionale è stato suddiviso in zone sismiche con grado di pericolosità crescente da 4 a 1. Ciascuna zona è contrassegnata da un valore del parametro di accelerazione di picco orizzontale al suolo ( $a_g$ ) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale, secondo la tabella seguente, nella quale i valori di  $a_g$  sono espressi come frazione dell'accelerazione di gravità  $g$ :

zona	accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni [ $a_g/g$ ]	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) [ $a_g/g$ ]
1	> 0.25	0.35
2	0.15-0.25	0.25
3	0.05-0.15	0.15
4	<0.05	0.05

- Zona 1: è la zona più pericolosa, dove possono verificarsi forti terremoti
- Zona 2: zona in cui possono verificarsi terremoti abbastanza forti
- Zona 3: zona in cui possono verificarsi scuotimenti modesti
- Zona 4: zona meno pericolosa; possibilità di danni sismici basse

La nuova classificazione sismica della Regione Lombardia, DGR. n. X/2129 del 11/07/14, inserisce il Comune di Dolzago in zona sismica 3, con  $A_g$  Max pari a 0,055488.

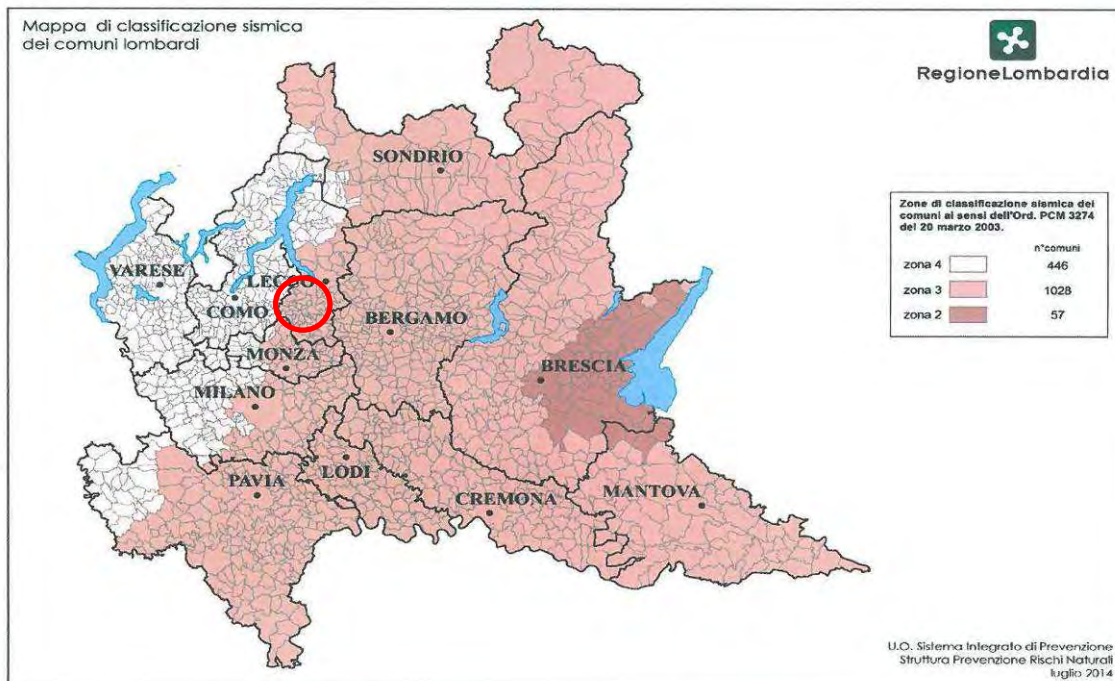


Fig. 8 – Mappa di classificazione sismica della Regione Lombardia (Luglio 2014)

La classificazione sismica dei terreni può essere basata sulla stima dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio  $V_s$ , o sul numero medio di colpi  $N_{SPT}$  ottenuti in una prova penetrometrica dinamica, o sulla coesione non drenata media  $C_u$ ; in base alle grandezze sopra definite si identificano le seguenti *categorie del suolo di fondazione*:

- A) *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi*, caratterizzati da valori di  $V_{s30}$  superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m;

- B) *Rocce tenere e depositi a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica  $N_{SPT} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina);
- C) *Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT} < 50$  nei terreni a grana grossa,  $70 < c_{u30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina);
- D) *Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  inferiori a 180 m/s (ovvero  $N_{SPT} < 15$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u30} < 70$  kPa nei terreni a grana fina);
- E) *Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m*, su di un substrato di riferimento (con  $V_{s30} > 800$  m/s);

a cui si aggiungono:

- S1) Depositati di terreni caratterizzati da valori di  $V_{s30}$  inferiori a 100 m/s (ovvero  $10 < c_{u30} < 20$  kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche;
- S2) Depositati di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

Per la determinazione univoca della categoria di suolo sismico è stata eseguita un'indagine sismica tipo MASW.

### **1.3.2 INDAGINE SISMICA MASW**

In data 03/04/2018 è stata acquisita la registrazione di una linea sismica, tipo MASW nell'area oggetto di nuova edificazione; la cui ubicazione è riportata nella tav. 5 allegata a fine testo.

Le prove MASW servono per determinare il profilo di velocità delle onde di taglio  $V_s$ , e quindi:

- Il tipo di suolo sismico (A, B, C, D, E, S1, S2).
- Le azioni sismiche con cui progettare e verificare le opere di Ingegneria Civile.

Esse ci forniscono il profilo di velocità delle onde di taglio  $V_s$  e consentono di individuare il tipo di suolo sismico; a differenza della sismica a rifrazione, si usano in qualunque situazione stratigrafica pseudo-orizzontale, anche in presenza di falda.

La prova è stata eseguita per mezzo della strumentazione di seguito elencata:

- ◆ Acquisitore digitale multi – canale (sismografo).
- ◆ Ricevitori (accelerometri o geofoni) capaci di misurare il campo di moto nella direzione verticale (24 ricevitori).
- ◆ Sorgenti sismiche impulsive.



proprietà meccaniche; tali condizioni possono generare esaltazione locale delle azioni sismiche trasmesse dal terreno e fenomeni di risonanza.

Le conoscenze della litologia e stratigrafia dell'area, non sono state ritenute sufficienti per dettagliare e ricostruire un profilo sismico significativo, è stata pertanto, come già detto, eseguite delle indagini mirate alla sua definizione puntuale con metodologia tipo MASW attiva.

Durante la campagna geognostica è stata acquisita una registrazione di sismica a onde superficiali, con la definizione di alcuni profili sismici e il calcolo delle Vs30 (si veda il paragrafo Prospezione sismica Masw).

Il **periodo di oscillazione naturale** del sito ( $T_p$ ) si calcola attraverso la conoscenza dettagliata della distribuzione in profondità delle Vs.

Di seguito si riporta il profilo misurato delle Vs con la profondità, a partire dal piano di fondazione ipotizzato a circa – 4.0 m da p.c.

Profondità (m)		Spessore strato (m)	Vs (m/s)
Da - (m)	a - (m)		
4,0	4,3	0,3	345
4,3	8,7	4,4	469
8,7	11,4	2,7	428
11,4	23,4	12,0	485
23,4	32,6	9,2	661
32,6	42,7	10,1	753

Tale modello è stato modificato secondo le linee guida della dgr 8/7374, in quanto lo strato superficiale ha spessore < 4 m; per poter quindi effettuare la scelta della curva di riferimento si considera lo strato superficiale equivalente cui assegnare una Vs calcolata come media pesata del valore di Vs degli strati superficiali la cui somma supera i 4 m di spessore (nel caso in esame la media è calcolata sui primi strati partendo da circa -3.60 m da p.c. piano posa fondazione):

$$\frac{H_1 V_{s1} + H_2 V_{s2}}{H_1 + H_2}$$

$$\frac{0.30 * 345 + 4.4 * 469}{4.70} = 461 \text{ m/s} \quad (\text{Vs riferita a uno spessore di 4.70 m})$$

Il modello equivalente applicato come stratigrafia sismica da piano fondazione diventa perciò:

Profondità (m)		Spessore strato (m)	Vs (m/s)
Da - (m)	a - (m)		
4,0	8.7	4.7	461
8.7	11.4	2.7	428
11.4	23.4	12.0	485
23.4	32.6	9.2	661
32.6	42.7	10.1	753

Si calcola quindi il periodo proprio del sito ( $T_p$ ), necessario per la valutazione dell'amplificazione, considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità dello strato con  $V_s \geq 800$  m/s (nel nostro caso perciò fino allo strato con letto a 31.0 m di profondità).

Profondità (m)		Spessore strato (m)	Vs (m/s)
Da - (m)	a - (m)		
4,0	8.7	4.7	461
8.7	11.4	2.7	428
11.4	23.4	12.0	485
23.4	32.6	9.2	661
32.6	42.7	10.1	753
42.7	45.0	2.3	800

L'equazione per il calcolo di  $T_p$  è:

$$T_p = \frac{4 \sum_{i=1}^n h_i}{\left( \frac{\sum_{i=1}^n V_{s_i} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \right)}$$

Applicando l'equazione si ottiene per il sito considerato:  **$T_p = 0.27$  s**

A titolo cautelativo, tutte le elaborazioni sono state eseguite calcolando il fattore di amplificazione sia per un intervallo di periodo tra 0.1s e 0.5s (di solito preso in considerazione per strutture basse, regolari e rigide), sia per l'intervallo 0.5s e 1.5s (riferito a strutture più alte e flessibili).

Dall'andamento del profilo sismico, a base di calcolo, e in base ai rilievi geologici eseguiti, è possibile scegliere la scheda di valutazione (di cui all'All. 5 della dgr IX/2616) più idonea; dall'analisi dei campi di validità (identificati sui gradienti delle  $V_s$ ) e dei parametri indicativi (granulometria e comportamento del materiale).

Nel caso in esame si ritenuto opportuno utilizzare la scheda GHIAIOSA; secondo tale scheda, è possibile identificare la curva di riferimento per il calcolo del Fa sulla base della velocità dello strato superficiale.

CALCOLO SULLA SCHEDA GHIAIOSA

Nel caso è possibile fare riferimento all'equazione della curva 3 (in viola) riportata alla scheda successiva, in quanto il primo strato, alla profondità di 4.7 m da p.f., ha una velocità sismica di 461 m/s.

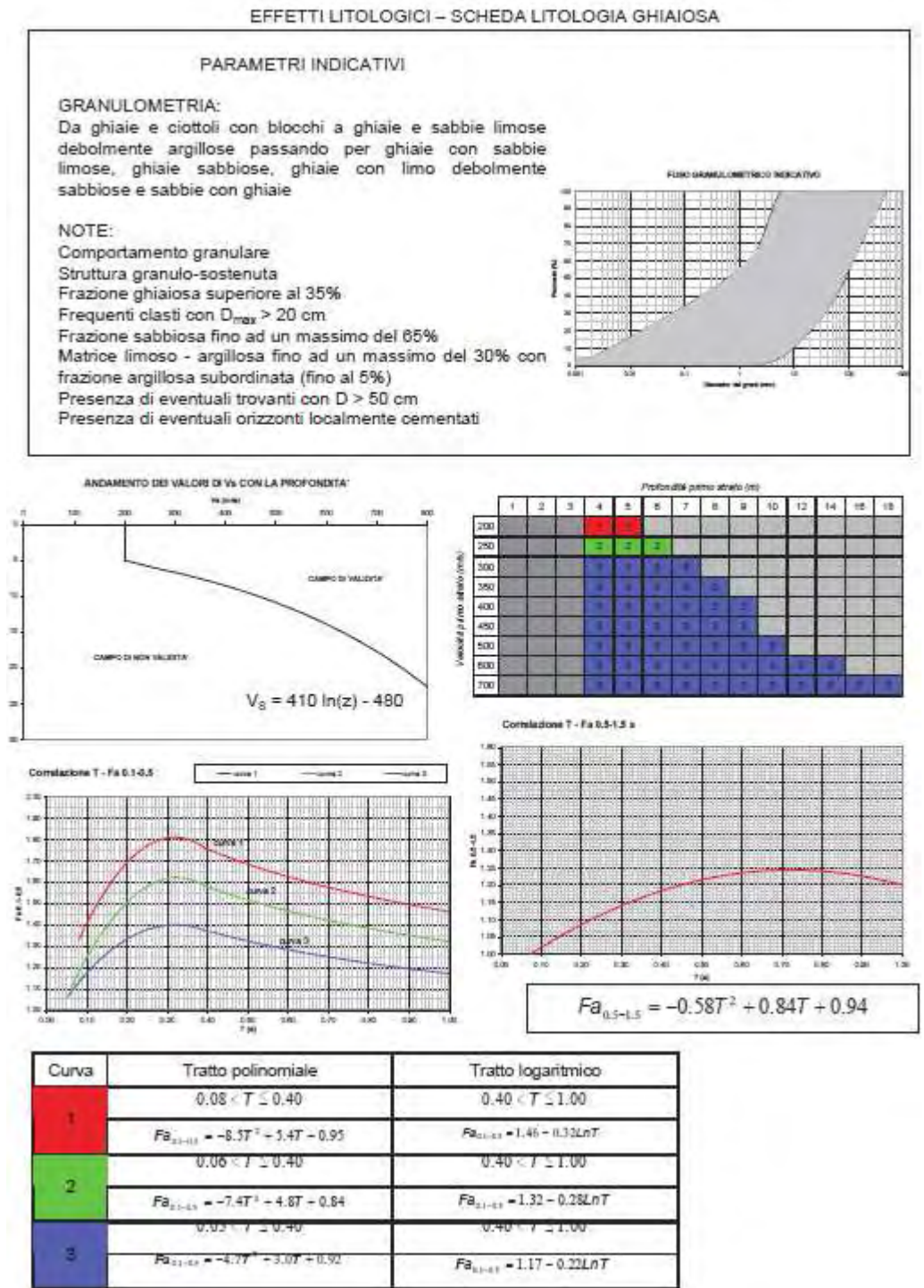


Fig.9 – Scheda litologica Ghiaiosa



Il calcolo del  $F_a$  è stato perciò eseguito secondo l'equazione della curva 3.

Quindi il fattore d'amplificazione locale per il sito considerato nel periodo 0.1-0.5 s risulta:

$$F_{a_{0.1-0.5}} = 1.39$$

mentre il fattore d'amplificazione locale per il sito considerato nel periodo 0.5-1.5 s risulta:

$$F_{a_{0.5-1.5}} = 1.13$$

#### 1.3.4 COMMENTO AI RISULTATI DELL'ANALISI DI SECONDO LIVELLO

Pur in mancanza di dati progettuali specifici, vista la struttura dell'edificio in progetto, si ritiene a ragione che il Fattore di amplificazione che meglio approssima le condizioni di rischio sismico locali sia quello calcolato per un breve periodo e pari a **1.39** (salvo che il progetto non preveda strutture con periodi maggiori a 0,5 s).

Si ricorda che l'applicazione del 2° livello consente l'individuazione delle aree in cui la normativa nazionale risulta insufficiente a salvaguardare dagli effetti di amplificazione sismica locale le strutture in progetto, ossia il fattore di amplificazione sismico ( $F_a$ ) calcolato è superiore di quello di soglia comunale fornito dal Politecnico di Milano.

Per le aree con  $F_a$  superiore a quello della soglia dettata dalla normativa regionale (vedere tabella sotto riportata), si dovrà procedere alle indagini e agli approfondimenti del terzo livello o in alternativa utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore.

VALORI DI SOGLIA PER IL COMUNE DI DOLZAGO				
(estratto da soglie_lomb.xls diffuso da Regione Lombardia)				
Valore soglia				
COMUNE	Suolo tipo B	Suolo tipo C	Suolo tipo D	Suolo tipo E
Dolzago (periodo 0.1-0.5)	1.4	1.9	2.2	2.0
Dolzago (periodo 0.5-1.5)	1.7	2.4	4.2	3.1

Nel caso in esame il Fattore d'Amplificazione per il periodo di 0.1-0.5 calcolato (1.39) è inferiore alla soglia prevista per la categoria B (1.4) ed è quindi compatibile con un suolo sismico di tipo B.

Anche il Fattore d'Amplificazione per il periodo di 0.5-1.5 calcolato (1.13) è inferiore alla soglia prevista per la categoria B (1.7) per cui è compatibile con un suolo sismico di tipo B.

Alla luce di ciò, come precedentemente indicato, vista la struttura dell'edificio in progetto, si ritiene a ragione che il Fattore di amplificazione che meglio approssima le condizioni di rischio sismico locali sia quello calcolato per un breve periodo pari a 1.31 per cui si utilizzerà uno spettro della Categoria B.

Alla luce di ciò si ritiene che l'attribuzione alla **Categoria B** prima ipotizzata, appare sufficientemente cautelativa, quindi si ritiene appropriato utilizzare lo spettro della **Categoria B**.

### 1.3.5 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Si definisce liquefazione, la riduzione di resistenza e/o rigidezza causata durante il sisma, dall'aumento delle pressioni interstiziali in terreni saturi non coesivi, tale da provocare deformazioni permanenti significative o persino da indurre nel terreno una condizione di sforzi efficaci quasi nulli.

Ciò può avvenire nei depositi di sabbie fini sciolte quando, sotto l'azione dei carichi applicati o di forze idrodinamiche, la pressione dell'acqua dei pori aumenta progressivamente fino ad eguagliare la pressione totale di confinamento, cioè fino a quando gli sforzi efficaci si riducono a zero.

La liquefazione di un deposito può avvenire sia in condizioni statiche sia sotto sollecitazioni dinamiche.

La normativa vigente (NTC D.M. 14/01/08) prevede che la verifica a liquefazione possa essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze (7.11.3.4.2):

1. eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. 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;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) 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  $U_c > 3,5$ .

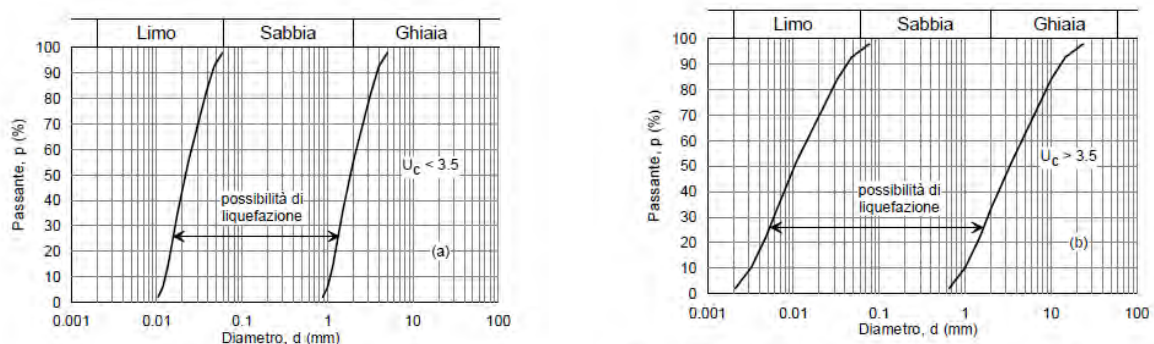


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Per il terreno in oggetto, si ritiene verificato il punto 3 in quanto non è presente falda idrica entro 15 m dal piano campagna.

## 1.4 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Le indagini geognostiche eseguite hanno compreso:

- l'esecuzione di n. 6 prove penetrometriche mediante un penetrometro di tipo super-pesante, spinte sino ad una profondità massima di 5.10 m da p.c. attuale (23/03/2018);

L'ubicazione di tutte le indagini è riportata nella tavola 5 allegata a fine testo.

### 1.4.1 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE SCPT

La prova penetrometrica dinamica continua standard Scpt (punta conica) è stata condotta utilizzando un penetrometro super-pesante della Ditta Pagani, con attrezzatura conforme alla normativa geotecnica vigente, le cui caratteristiche sono di seguito riassunte:



	Rif. Norme	DIN 4094	
▪	Peso Massa battente	72,5	Kg
▪	Altezza di caduta libera	0,75	m
▪	Peso sistema di battuta	6	Kg
▪	Diametro punta conica	50,46	mm
▪	Area di base punta	20	cm <sup>2</sup>
▪	Lunghezza delle aste	1	m
▪	Peso aste a metro	7	Kg/m
▪	Prof. giunzione prima asta	0,80	m
▪	Avanzamento punta	0,30	m
▪	Numero colpi per punta	N(30)	
▪	Coeff. Correlazione	1,15	
▪	Rivestimento/fanghi	No	
▪	Angolo di apertura punta	60	°

Si procede contando il numero di colpi (N) necessario per ottenere l'infissione della punta conica per tratti di 30 cm ciascuno.

Di seguito, è riportata la profondità massima raggiunta dalle prove Scpt eseguite:

Prova n°	Profondità (m da p.c. originario)	Rifiuto <sup>1</sup>	Piezometro (m)	Acqua m da p.c.
1	2.10	Si	//	//
2	1.50	Si	//	//
3	5.10	Si	//	//
4	4.50	Si	//	//
5	2.10	Si	//	//
6	3.30	Si	3.0	No

<sup>1</sup> Per rifiuto s'intende l'interruzione della prova a causa del mancato avanzamento dell'intervallo prestabilito delle aste a seguito di 100 colpi del maglio

Tutte le prove si sono fermate per rifiuto alla penetrazione presumibilmente per la presenza del substrato roccioso alterato o di una porzione molto addensata di deposito fluvioglaciale alla profondità compresa tra 1.80 e 3.30 m. Durante l'esecuzione delle prove non è stata rilevata alcuna attività idrica nel primo sottosuolo o presenza di un orizzonte freatico. Tutte le aste recuperate a fine prove risultavano completamente asciutte.

Dalla misura eseguita, tramite freatimetro acustico, all'interno del tubo piezometrico installato nella prova Scpt n. 6 non risulta nessun livello idrico posto entro la massima profondità d'investigazione.

#### 1.4.2 STRATIGRAFIA TERRENI

La natura dei terreni è stata dedotta dal numero di colpi necessari per l'avanzamento della punta conica e dall'osservazione dei residui litologici sulle aste durante la fase di recupero, lo stato d'addensamento è stato misurato direttamente rilevando la resistenza all'avanzamento della punta nel terreno, per la caratterizzazione dello strato più superficiale.

Nella tabella a seguire è schematizzata la stratigrafia delle indagini effettuate:

Profondità (m) da inizio prova (Scpt 1)	Nspt <sup>2</sup>	litologia presunta o prevalente	Stato di addensamento del terreno
da 0.0 a 1.50	2,53	Sabbie fini	SCIOLTO
da 1.50 a 1.80	34,5	Sabbie grossolane	ADDENSATO
Oltre 1.80	≥ 100	Sub. roccioso	MOLTO ADDENSATO

Profondità (m) da inizio prova (Scpt 2)	Nspt <sup>2</sup>	litologia presunta o prevalente	Stato di addensamento del terreno
da 0.0 a 0.60	4,03	Sabbie fini	POCO ADDENSATO
da 0.60 a 1.20	40,25	Sabbie grossolane	ADDENSATO
Oltre 1.20	≥ 100	Sub. roccioso	MOLTO ADDENSATO

Profondità (m) da inizio prova (Scpt 3)	Nspt <sup>2</sup>	litologia presunta o prevalente	Stato di addensamento del terreno
da 0.0 a 1.50	1,84	Sabbie fini	SCIOLTO
da 1.50 a 3.0	9,89	Sabbie medie	POCO ADDENSATO
da 3.0 a 4.80	38,9	Sabbie grossolane	ADDENSATO
Oltre 4.80	≥ 100	Sub. roccioso	MOLTO ADDENSATO

<sup>2</sup> Valore che tiene conto del fattore di conversione di 1.15 tra Nscpt e Nspt

Profondità (m) da inizio prova (Scpt 4)	Nspt <sup>2</sup>	litologia presunta o prevalente	Stato di addensamento del terreno
da 0.0 a 2.70	1,4	Sabbie fini	SCIOLTO
da 2.70 a 4.20	31,51	Sabbie grossolane	ADDENSATO
Oltre 4.20	≥ 100	Sub. roccioso	MOLTO ADDENSATO

Profondità (m) da inizio prova (Scpt 5)	Nspt <sup>2</sup>	litologia presunta o prevalente	Stato di addensamento del terreno
da 0.0 a 0.60	4,6	Sabbie fini	POCO ADDENSATO
da 0.60 a 1.80	8,05	Sabbie grossolane	POCO ADDENSATO
Oltre 1.80	≥ 100	Sub. roccioso	MOLTO ADDENSATO

Profondità (m) da inizio prova (Scpt 6)	Nspt <sup>2</sup>	litologia presunta o prevalente	Stato di addensamento del terreno
da 0.0 a 1.80	2,88	Sabbie fini	SCIOLTO
da 1.80 a 2.10	6,9	Sabbie medie	POCO ADDENSATO
da 2.10 a 3.0	35,27	Sabbie grossolane	ADDENSATO
Oltre 3.0	> 100	Sub. roccioso	MOLTO ADDENSATO

L'area di intervento in superficie insiste su terreni aventi da una generale omogeneità stratigrafica costituiti da orizzonti molto sciolti/sciolti e molto addensati (rifiuto) a profondità massime di 3.0 m da p.c. attuale.

Tutte le prove si sono fermate per rifiuto alla penetrazione per la presenza del substrato roccioso flyschoidale posto alla profondità compresa tra 1.20 e 1.80 m per la zona spogliatoi e uffici (Scpt 1- 2) e tra 1.80 e 4.80 m per l'ampliamento principale (Scpt 3 - 4 - 5 - 6).

## 2. RELAZIONE GEOTECNICA (AI SENSI DEL D.M. 17/01/2018)

Le opere in progetto si possono inoltre individuare in classe d'uso II (art 2.4 comma 2.4.2 del D.M. 17/01/2018) e si utilizzerà uno spettro di risposta **suolo tipo B** (sulla base dei risultati dell'analisi sismica di secondo livello che indica fattori d'amplificazione compatibili con tale categoria di terreni).

### 2.1 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione sono state determinate attraverso le correlazioni formulate dai diversi Autori (Terzaghi, Meyerhof e altri), a partire dai valori di resistenza alla punta registrati attraverso le prove Scpt.

Le tabelle a seguire riassumono le principali caratteristiche geotecniche individuate per le due zone sopradescritte:

#### ZONA SPOGLIATOI E UFFICI (Scpt 1 – 2)

Orizz.	Profondità (m) da p.c.	Tipo di terreno	Nspt	Yt (t/m <sup>3</sup> )	Φ (°)	E (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cu (t/m <sup>2</sup> )	C' (t/m <sup>2</sup> )
A	Da 0.0 a – 0.60/1.50	Sabbie fini	2 - 4	1.60 – 1.65	25 - 26	50 - 55	0.05 – 0.1	0
B	Da 0.60/1.50 a – 1.20/1.80	Sabbie grossolane	34 - 40	1.70 – 1.75	33 - 34	190 - 220	0.1 – 0.2	0
C	Oltre – 1.20/1.80	Substrato roccioso	≥ 100	≥ 2.2	≥ 35	≥ 350	0	≥2

#### ZONA AMPLIAMENTO PRINCIPALE (Zona Monte Scpt 3 – 4)

Orizz.	Profondità (m) da p.c.	Tipo di terreno	Nspt	Yt (t/m <sup>3</sup> )	Φ (°)	E (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cu (t/m <sup>2</sup> )	C' (t/m <sup>2</sup> )
A	Da 0.0 a – 1.50/2.70	Sabbie fini	1 - 2	1.60 – 1.65	25 - 26	40 - 45	0.05 – 0.1	0
B	Da 1.50/2.70 a – 4.20/4.80	Sabbie grossolane	31 - 38	1.70 – 1.75	33 - 34	180 - 210	0.1 – 0.2	0
C	Oltre – 4.20/4.80	Substrato roccioso	≥ 100	≥ 2.2	≥ 35	≥ 350	0	≥2

## ZONA AMPLIAMENTO PRINCIPALE (Zona Valle Scpt 5 – 6)

Orizz.	Profondità (m) da p.c.	Tipo di terreno	Nspt	Yt (t/m <sup>3</sup> )	Φ (°)	E (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cu (t/m <sup>2</sup> )	C' (t/m <sup>2</sup> )
A	Da 0.0 a – 0.60/1.80	Sabbie fini	3 - 4	1.60 – 1.65	25 - 26	40 - 45	0.05 – 0.1	0
B	Da 0.60/1.80 a – 1.80/2.10	Sabbie grossolane	30 - 35	1.70 – 1.75	33 - 34	180 - 195	0.1 – 0.2	0
C	Oltre – 1.80/2.10	Substrato roccioso	≥ 100	≥ 2.2	≥ 35	≥ 350	0	≥2

dove

Nspt= numero colpi prova penetrometriche superpesante.

Yt = peso di volume naturale del terreno

Φ = angolo di attrito efficace del terreno

E = modulo elastico del terreno

Cu = coesione non drenata

C' = coesione efficace

L'andamento geometrico degli orizzonti è stato ricostruito attraverso correlazione lineare degli spessori e il risultato è riportato nelle sezioni alle tavole 6a e 6b allegate a fine testo.

## 2.2 AZIONI SISMICHE E STATI LIMITE

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”), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità pari ad almeno un valore prefissato; la probabilità è denominata “*Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento (P<sub>VR</sub>)*”.

Ai fini delle NTC 2018, le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P<sub>VR</sub>), a partire dai valori dei seguenti parametri sul sito di riferimento:

- a<sub>g</sub> accelerazione orizzontale massima al sito;
- Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T\*<sub>C</sub> periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

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 dinamici (SLU) sono:

- Stato limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; *la struttura conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.*

- Stato Limite di prevenzione del Collasso: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Gli stati limite di esercizio (SLE) da considerare sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni e interruzioni d'uso significativi.
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile, pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

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 Tab. 3.2.I. estratta dalle NTC.

**Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  al variare 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%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di PVR forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

### 2.3 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI E DEI COEFFICIENTI SISMICI

Al fine di valutare i parametri sismici caratteristici è stato utilizzato un software d'elaborazione ("Ps" della Geostru), secondo i dati di input riportati di seguito.

- Coordinate geografiche decimali:  
latitudine: 45,76817      longitudine: 9,345067
- Classe d'uso dell'edificio:  
II. Affollamenti normali senza funzioni pubbliche e senza contenuti pericolosi
- Vita Nominale (ipotizzata):  
50 anni
- Opzione di calcolo:  
Stabilità dei pendii e fondazioni
- Categoria di sottosuolo (ipotizzata dalle prove)  
Categoria B
- Categoria Topografica (da morfologia locale, rif. Tab. 3.2.IV NTC)  
Categoria T1 – Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$



Una volta identificate le coordinate geografiche, si determina la maglia di riferimento in base alle tabelle dei parametri spettrali fornite dal ministero e, sulla base della maglia interessata, si determinano i valori di riferimento del punto come media pesata dei valori nei vertici della maglia, moltiplicati per le distanze del punto.

Nell'immagine di seguito riportata sono individuati i 4 vertici della maglia di riferimento:

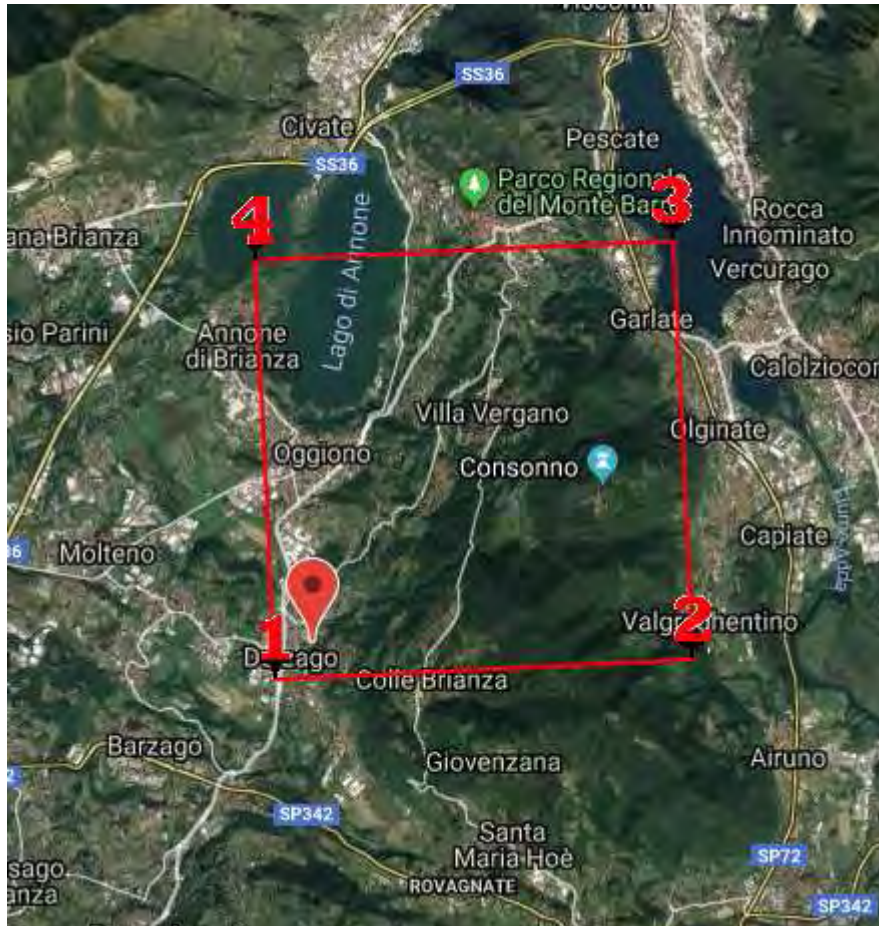


Fig. 10 – Maglia di riferimento parametri spettrali

I valori rispetto ai siti di riferimento sono i seguenti:

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 10931	Lat: 45,7639	Lon: 9,3386	Distanza: 693,895
Sito 2	ID: 10932	Lat: 45,7663	Lon: 9,4100	Distanza: 5041,788
Sito 3	ID: 10710	Lat: 45,8163	Lon: 9,4066	Distanza: 7165,747
Sito 4	ID: 10709	Lat: 45,8138	Lon: 9,3350	Distanza: 5135,202

Dall'elaborazione successiva otteniamo i tre valori caratteristici ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$ ) che definiscono le forme spettrali e che sono di seguito tabulati (Periodo di riferimento per l'azione sismica di 50 anni):

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento:	81	%
Tr:	30	[anni]
ag:	0,020	g
Fo:	2,572	
Tc*:	0,161	[s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento:	63	%
Tr:	50	[anni]
ag:	0,025	g
Fo:	2,527	
Tc*:	0,189	[s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	10	%
Tr:	475	[anni]
ag:	0,055	g
Fo:	2,622	
Tc*:	0,278	[s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento:	5	%
Tr:	975	[anni]
ag:	0,069	g
Fo:	2,641	
Tc*:	0,295	[s]

Il passo successivo consiste nella valutazione di Amax (accelerazione massima attesa al sito), in pratica si tratta di “modificare” la forma spettrale del sottosuolo di categoria B, attraverso un coefficiente stratigrafico (Ss), un coefficiente topografico (St) e un coefficiente in funzione della categoria (Cc) che modifica il valore del periodo TC.

Nel nostro caso inserendo i dati di input sopra esposti si ottengono i seguenti coefficienti correttivi:

**SLO (Operatività):**

Ss:	1,200
Cc:	1,590
St:	1,000
Kh:	0,005
Kv:	0,002
Amax:	0,231
Beta:	0,200

**SLD (Danno):**

Ss:	1,200
Cc:	1,540
St:	1,000
Kh:	0,006
Kv:	0,003
Amax:	0,298
Beta:	0,200

**SLV (Salvaguardia Vita):**

Ss:	1,200
Cc:	1,420
St:	1,000
Kh:	0,013
Kv:	0,007
Amax:	0,652
Beta:	0,200

**SLC (Prevenzione e collasso):**

Ss:	1,200
Cc:	1,400
St:	1,000
Kh:	0,016
Kv:	0,008
Amax:	0,807
Beta:	0,200

Dove:

**Ss**= Coeff. di amplificazione stratigrafica

**Cc**= Coeff. di amplificazione di categoria

**St**= Coeff. di amplificazione topografica

**K<sub>h</sub>**= Coeff. sismico orizzontale

**K<sub>v</sub>**= Coeff. sismico verticale

**A<sub>max</sub>**= Accelerazione massima attesa (m/s)

**β<sub>s</sub>**= Coeff. di riduzione dell'accelerazione massima attesa

Si ricorda che il rispetto dei vari Stati Limite viene considerato conseguito dalle NTC:

- Nei confronti di tutti gli Stati Limite Ultimi (SLU), quando siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV.)
- Nei confronti di tutti gli Stati Limite di Esercizio (SLE), quando siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno (SLD.)

## 2.4 CAPACITÀ PORTANTE AGLI STATI LIMITE (NTC2018)

Si prevede la realizzazione l'ampliamento di un opificio esistente con la realizzazione di tre nuovi fabbricati:

- Fabbricato reparto di produzione – Corpo A
- Uffici – Corpo B
- Spogliatoi – Corpo C

I piani di posa delle fondazioni saranno previsti:

- alla profondità di – 4.0 m da p.c. attuale per il corpo A e il corpo B quindi agiranno sul substrato roccioso dalle buone caratteristiche geotecniche;
- alla profondità di – 1.0 m da p.c. attuale per il corpo C quindi agiranno sull'orizzonte A dalle scadenti caratteristiche geotecniche.

Sono state calcolate in funzione delle tipologia costruttiva, le capacità portati per le seguenti tipologie di fondazione:

- fondazioni superficiali tipo plinti isolati con larghezza B di 1.0 m, con rinterro di 0.9 m, poste a una profondità di – 4.0 m da p.c. attuale agenti sul substrato roccioso dalle buone caratteristiche geotecniche;
- fondazioni superficiali tipo plinti isolati con larghezza B variabile tra 1.0 e 3.0 m, con rinterro di 0.9 m, poste a una profondità di – 1.0 m da p.c. attuale agenti sull'orizzonte A dalle scadenti caratteristiche geotecniche;

Nel calcolo è stata ipotizzata l'assenza di falda. Per i calcoli sono state considerate le seguenti caratteristiche geotecniche:

### ZONA AMPLIAMENTO PRINCIPALE E ZONA UFFICI

Orizz.	Spess.	Peso unità di Volume [kg/m <sup>3</sup> ]	c [kg/cm <sup>2</sup> ]	Fi (°)	Modulo elastico [kg/cm <sup>2</sup> ]	Descrizione litologica
A	1.2	1600	0,00	25	50	Sabbie fini
B	0.8	1700	0,00	33	200	Sabbie grossolane
C	3.0	2200	0,00	35	350	Substrato roccioso

### ZONA SPOGLIATOI

Orizz.	Spess.	Peso unità di Volume [kg/m <sup>3</sup> ]	c [kg/cm <sup>2</sup> ]	Fi (°)	Modulo elastico [kg/cm <sup>2</sup> ]	Descrizione litologica
A	1.5	1600	0,00	25	50	Sabbie fini
B	0.3	1700	0,00	33	200	Sabbie grossolane
C	3.0	2200	0,00	35	350	Substrato roccioso

I risultati sono di seguito riportati ed espressi in termini di  $\text{kg/cm}^2$  per le portate e carichi e in termini di cm per i cedimenti. Nei calcoli è stato utilizzato l'Approccio 2 (A1+M1+R3) previsto dalla normativa NTC 2018, utilizzando le formule le formule dei seguenti vari autori con e senza correzione sismica.

**Plinto Largh = 1.0 x 1.0 m (Prof. fondaz. a – 4.0 m agente sull'substrato roccioso)**

**Zona Ampliamento principale e uffici**

NTC 2018 A1+M1+R3				Stima dei cedimenti (in cm) utilizzando un carico pari a $5.43 \text{ kg/cm}^2$	
Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Resistenza di prog. [Rd] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Costante sottofondo (Kg/cm <sup>3</sup> )	Cedimenti Terzaghi (cm)	
HANSEN (1970)	18,02	7,83	7,21	Cedimenti Burland e Burbidge (cm)	0.5
TERZAGHI (1955)	12,48	5,43	4,99		0.2
VESIC (1975)	18,99	8,26	7,60		
Brinch - Hansen 1970	17,24	7,49	6,90		
NTC 2018 A1+M1+R3 con correzione Sismica					
HANSEN (1970)	17,56	7,64	7,03		
TERZAGHI (1955)	11,73	5,10	4,69		
VESIC (1975)	18,35	7,98	7,34		
Brinch - Hansen 1970	16,71	7,27	6,68		

**Plinto Largh = 1.0 x 1.0 m (Prof. fondaz. a – 1.0 m agente su Orizzonte A)**

**Zona Spogliatoi**

NTC 2018 A1+M1+R3				Stima dei cedimenti (in cm) utilizzando un carico pari a $0.85 \text{ kg/cm}^2$	
Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Resistenza di prog. [Rd] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Costante sottofondo (Kg/cm <sup>3</sup> )	Cedimenti Terzaghi (cm)	
HANSEN (1970)	1,96	0,85	0,79	Cedimenti Burland e Burbidge (cm)	0.6
TERZAGHI (1955)	1,64	0,71	0,66		0.3
MEYERHOF (1963)	2,01	0,87	0,80		
Brinch - Hansen 1970	1,97	0,86	0,79		
NTC 2018 A1+M1+R3 con correzione Sismica					
HANSEN (1970)	1,90	0,83	0,76		
TERZAGHI (1955)	1,52	0,66	0,61		
MEYERHOF (1963)	1,86	0,81	0,74		
Brinch - Hansen 1970	1,89	0,82	0,76		

**Plinto Largh = 2.0 x 2.0 m (Prof. fondaz. a – 1.0 m agente su Orizzonte A)**

**Zona Spogliatoi**

NTC 2018 A1+M1+R3				Stima dei cedimenti (in cm) utilizzando un carico pari a <b>0.91 kg/cm<sup>2</sup></b>	
Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Resistenza di prog. [Rd] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Costante sottofondo (Kg/cm <sup>3</sup> )	Cedimenti Terzaghi (cm)	
HANSEN (1970)	2,09	0,91	0,84	Cedimenti Burland e Burbidge (cm)	0.8
TERZAGHI (1955)	2,26	0,98	0,90		0.5
VESIC (1975)	2,49	1,08	1,00		
Brinch - Hansen 1970	2,16	0,94	0,86		
NTC 2018 A1+M1+R3 con correzione Sismica					
HANSEN (1970)	1,97	0,85	0,79		
TERZAGHI (1955)	2,02	0,88	0,81		
VESIC (1975)	2,28	0,99	0,91		
Brinch - Hansen 1970	2,01	0,87	0,80		

**Plinto Largh = 3.0 x 3.0 m (Prof. fondaz. a – 1.0 m agente su Orizzonte A)**

**Zona Spogliatoi**

NTC 2018 A1+M1+R3				Stima dei cedimenti (in cm) utilizzando un carico pari a <b>1.02 kg/cm<sup>2</sup></b>	
Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Resistenza di prog. [Rd] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Costante sottofondo (Kg/cm <sup>3</sup> )	Cedimenti Terzaghi (cm)	
HANSEN (1970)	2,35	1,02	0,94	Cedimenti Burland e Burbidge (cm)	1.0
TERZAGHI (1955)	2,88	1,25	1,15		0.7
VESIC (1975)	2,95	1,28	1,18		
Brinch - Hansen 1970	2,47	1,08	0,99		
NTC 2018 A1+M1+R3 con correzione Sismica					
HANSEN (1970)	2,16	0,94	0,86		
TERZAGHI (1955)	2,51	1,09	1,01		
VESIC (1975)	2,64	1,15	1,06		
Brinch - Hansen 1970	2,25	0,98	0,90		

Dalle tabelle sopra riportate, si evince che le resistenze di progetto sono piuttosto basse per la zona spogliato e sono comprese tra 0.85 e 1.28 Kg/cm<sup>2</sup> (Senza correzione Sismica) e tra 0.66 e 1.15 Kg/cm<sup>2</sup> (con correzione Sismica) con cedimenti inferiori o uguali a 1.0 cm in base a vari autori.

Al fine di evitare la trasmissione di carichi strutturali a materiali dotati di diversa capacità portante e soprattutto di diversa compressibilità, si consiglia di valutare soluzioni che permettano di trasmettere i carichi a stessi orizzonti geotecnici (substrato roccioso – orizzonte C), quindi intervenendo nei possibili seguenti modi:

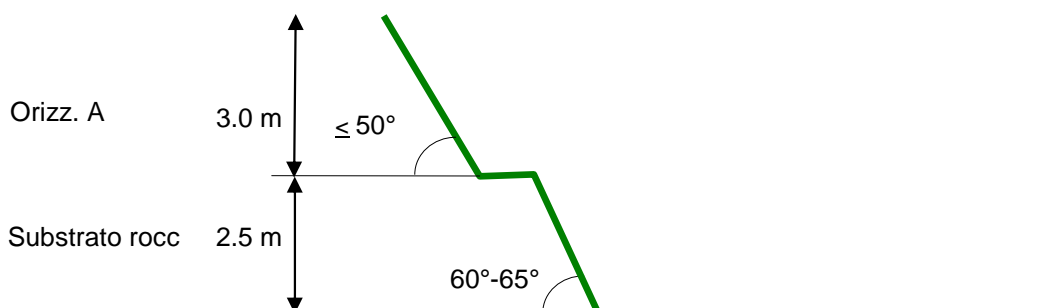
- approfondendo la quota del piano d'appoggio delle fondazioni nella zona spogliato ove necessita (di circa 1.0 m) fino ad incontrare il substrato roccioso dalle buone caratteristiche geotecniche;
- bonifica preliminare dei terreni di fondazione asportando il livello molto sciolto sotto l'impronta di fondazione, sino al raggiungimento del livello sottostante (approfondimento necessario mediamente di 1.0 – 1.5 m), per poi riportarsi alla quota di imposta delle fondazioni, intasando e riportando materiale ghiaioso – ciottoloso compattato in strati o mediante riempimento di cls.
- realizzazione di micropali sotto i plinti di fondazione.

## 2.5 STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO

Per quanto riguarda la stabilità dei fronti di scavo, è influenzata dall'altezza ed inclinazione dei fronti, dall'angolo d'attrito, dalla coesione non drenata del terreno, dalla presenza di sovraccarichi, dalle condizioni meteorologiche (variazioni di temperatura-precipitazioni), da eventuali venute d'acqua dai fronti stessi e dal tempo che lo scavo resterà aperto.

Nel caso in oggetto le altezze maggiori di scavo sono previste nella zona di monte dove, a causa del profilo topografico terrazzato potranno raggiungere massima di 5.5 m; nel caso in oggetto si potranno adottare le seguenti inclinazioni, in funzione del periodo in cui resteranno aperti:

Nel caso in oggetto sono previsti fronti di scavo di altezza massima di 5.5 m e potendo arretrare i fronti di scavo all'interno della proprietà si potranno dunque adottare le seguenti inclinazioni definitive:



Nella realizzazione dello sbancamento generale, nel caso venissero a giorno delle filtrazioni idriche, si dovranno immediatamente sospendere i lavori di scavo, prevedendo le soluzioni necessarie (captazione, drenaggio, ecc.). Inoltre come già detto anticipato in precedenza è presente un canale intubato in corrispondenza del corpo B (uffici) che scende da monte a valle e che scarica le acque bianche superficiali; quando si eseguiranno gli scavi per il corpo B si intercetterà questo che dovrà essere ripristinato in maniera adeguata e mantenuto efficiente.

Si consiglia di mantenere gli scavi aperti per il minor tempo possibile e di coprire il bordo degli scavi mediante teli impermeabili, nel caso di abbondanti piogge, nonché di predisporre un sistema provvisorio, preventivo, di raccolta, canalizzazione e smaltimento controllato per le acque meteoriche e di eventuale filtrazione.

In caso di necessità si potranno irrigidire i fronti superiori con rete metallica e beton spruzzato, comunque con canalette di raccolta delle acque a monte del ciglio superiore, oppure valutare sistemi di avanzamento degli scavi che prevedano il frazionamento dei fronti a lotti, procedendo dall'alto verso il basso e predisponendo a fasi successive le opere di sostegno definitive.

Con riferimento a tutto quanto sopra, potrebbe risultare conveniente aprire e sostenere i fronti di scavo non a tutta lunghezza ma prevedendo lotti separati e/o alternati sino al completamento delle opere di sostegno definitive, prima di procedere con lo scavo dei lotti adiacenti.

In alternativa, per ovviare al grande arretramento che si avrebbe con scavi sagomati, ed in relazione alla rilevante estensione del fronte di scavo (circa 30.0 m) ed alla presenza di terreni sciolti e poco addensati superficiali di spessore variabile da circa 1.5 a 2.7 m nella zone di monte, si potrà valutare la realizzazione di opere e interventi di pre-sostegno e messa in sicurezza dei fronti di scavo attraverso la realizzazione di paratia continua di micropali trivellati e tirantata.

Si ricorda comunque che dovrà essere rispettato quanto previsto dalla normativa vigente, e in particolare:

- Decreto del Presidente della Repubblica n° **164 del 07/01/1956** Capo III - Scavi e fondazioni
  - Articolo 12. - SPLATEAMENTO E SBANCAMENTO
  - Articolo 13. - POZZI, SCAVI E CUNICOLI
  - Articolo 14. - DEPOSITO DI MATERIALI IN PROSSIMITA' DEGLI SCAVI
  
- **D.lgs. n 494 del 14/08/1996,** modificato dal d.lgs. n 528 del 19/11/1999 Attuazione della direttiva 92/57/CEE concernente le prescrizioni minime di sicurezza e di salute da attuare nei cantieri temporanei o mobili.
  - Art. 118. Splateamento e sbancamento
  - Art. 119. Pozzi, scavi e cunicoli
  - Art. 120. Deposito di materiali in prossimità degli scavi



## 2.6 CAPACITÀ DI ASSORBIMENTO E ALLA PERMEABILITÀ DEI TERRENI INDAGATI

Nella figura seguente si riportano i valori indicativi del coefficiente di permeabilità  $k$  per vari terreni e la classificazione del terreno in funzione di  $k$ :

TABELLA COEFFICIENTI DI PERMEABILITÀ K PER DIFFERENTI TERRENI												CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI IN FUNZIONE DI K		
$k$ (m/s)	1	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$	$10^{-10}$	$10^{-11}$	Grado di permeabilità	Valore di $k$ (m/s)
Drenaggio	buono			povero			praticamente impermeabile							
	ghiaia pulita	sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita		sabbia fine, limi organici e inorganici, miscele di sabbia, limo e argilla, depositi di argilla stratificati			terreni impermeabili, argille omogenee sotto la zona alterata dagli agenti atmosferici							
				terreni impermeabili modificati dagli effetti della vegetazione e del tempo										
													alto	superiore a $10^{-3}$
													medio	$10^{-3} \div 10^{-5}$
													basso	$10^{-5} \div 10^{-7}$
													molto basso	$10^{-7} \div 10^{-9}$
													impermeabile	minore di $10^{-9}$

Sulla base delle conoscenze attuali, la proprietà in oggetto insiste su terreni che presentano una permeabilità  $k$  media variabile da  $10^{-4}$  a  $10^{-5}$  m/s.

Tuttavia è importante sottolineare che *permeabilità* e *capacità di assorbimento* di un terreno non dipendono soltanto dalla composizione granulometrica, ma anche dalla forma dei grani, dalla struttura e dalla tessitura, dallo stato di addensamento e da parametri che possono variare nel tempo, come ad esempio: il grado di umidità e la distanza dalla superficie freatica; per questo motivo i valori di permeabilità stimati sulla base di dati di letteratura e la conseguente stima della capacità di drenaggio possono essere considerati soltanto come indicativi.

Per quanto riguarda lo smaltimento delle acque meteoriche e delle acque superficiali libere, non avendo informazioni in merito alla modalità di smaltimento prevista, considerando che la zona in cui si inserisce l'area in oggetto è urbanizzata, si consiglia di convogliare le acque meteoriche alla pubblica fognatura verificandone la capacità ricettiva eventualmente prevedendo sistemi di smaltimento secondo il principio dell'Invarianza. Difficilmente si potranno realizzare esclusivamente opere di dispersione o scarico acque nel suolo/sottosuolo (pozzi perdenti) a causa della presenza a piccola profondità del substrato roccioso e della presenza di abbondante matrice fine nei depositi di copertura.

## 2.6.1 CONSIDERAZIONI SULLA GESTIONE E SMALTIMENTO DELLE ACQUE METEORICHE SECONDO IL PRINCIPIO DELL'INVARIANZA

Come già detto in premessa l'intervento in progetto comporta un'estesa impermeabilizzazione del suolo, con conseguente concentrazione delle portate critiche di scarico e aumento dei volumi in caso di eventi meteorici critici.

Dal punto di vista normativo si fa riferimento al Regolamento Regionale n.7 del 23.11.2017<sup>3</sup>, che fissa i criteri per il rispetto dell'invarianza idraulica e idrologica ai sensi dell'articolo 58bis della L.R. n. 12 del 11.03.2005.

Secondo la normativa il calcolo e dimensionamento di portate e volumi critici e il conseguente progetto di invarianza idraulica e idrologica, sono funzione del grado di criticità idraulica del comune ospitante l'intervento (Allegato C del R.R.n.7), dell'estensione dell'area impermeabilizzata e dal tipo di coperture, come da tabella 1 del R.R. n.7 di seguito riportata.

CLASSE INTERVENTO	SUPERFICIE	COEFF. DEFLUSSO MEDIO	METODO DI CALCOLO	
			Aree A, B	Area C
Impermeabilizzazione bassa	< 0,1 ha	< 0,4	Requisiti minimi	
Impermeabilizzazione media	< 0,1 ha	> 0,4	Metodo delle sole piogge	Requisiti minimi
	0,1 ha < S < 1 ha	qualsiasi		
Impermeabilizzazione alta	1 ha < S < 10 ha	< 0,4	Metodo dettagliato	Requisiti minimi
	1 ha < S < 10 ha	> 0,4		
	> 10 ha	qualsiasi		

Il caso in esame, in prima analisi, ha un'estensione totale d'intervento  $0,1 \text{ ha} < S < 1 \text{ ha}$ ; dato che il Comune di Dolzago è classificato come area di tipo A (alta criticità idraulica), sarà necessario dimensionare i sistemi di laminazione e scarico, applicando il "Metodo delle sole piogge".

Si ricorda che per la stesura del progetto di invarianza è necessario conoscere tipologia ed estensione delle coperture in progetto, comprensiva delle pavimentazioni esterne.

## 2.7 INDAGINI INTEGRATIVE

Si consiglia l'esecuzione di indagini integrative riportati nella foto successiva:

- n° 2-3 scavi di assaggio nella zona dove la roccia è più vicina al p.c. e dove non sono state eseguite le prove penetrometriche Scpt (ad es. lungo il lato di valle del corpo B (uffici))

Il tutto con lo scopo di:

- Osservare direttamente la stratigrafia dei terreni di scavo e di fondazione;
- Valutare le caratteristiche litologiche e petrografiche dei terreni interessati dagli sbancamenti in progetto con particolare riferimento all'orizzonte che ha causato il rifiuto delle prove.

<sup>3</sup>Il Regolamento è da considerarsi in vigore non appena recepito nel regolamento edilizio comunale, o, in mancanza, alla data corrispondente al decorso dei sei mesi successivi alla pubblicazione sul BURL (quindi comunque effettivo dal 27 maggio 2018).

### 3. CONCLUSIONI

Si prevede la realizzazione l'ampliamento di un opificio esistente con la realizzazione di tre nuovi fabbricati.

- Fabbricato reparto di produzione – Corpo A
- Uffici – Corpo B
- Spogliatoi – Corpo C

I piani di posa delle fondazioni saranno previsti alla profondità di – 4.0 m da p.c. attuale per il corpo A e il corpo B e alla profondità di – 1.0 m da p.c. attuale per il corpo C.

Sono state definite le caratteristiche geologiche, morfologiche, idrogeologiche e idrografiche dell'area ospitante l'intervento in oggetto e delle zone limitrofe.

È stata eseguita una campagna geognostica costituita da n. 6 prove penetrometriche dinamiche continue Scpt e uno stendimento sismico MASW.

È stata determinata la stratigrafia locale e le relative caratteristiche geotecniche e sono state calcolate le capacità portanti per fondazioni superficiali tipo trave continua secondo le NTC 2018.

Per quanto riguarda la circolazione idrica profonda, durante le indagini dirette effettuate non è stata riscontrata la presenza di una falda omogenea e continua.

Sulla base delle valutazioni e indagini effettuate si ritiene che il progetto in esame sia fattibile e compatibile con l'assetto geologico, morfologico e idrogeologico dell'area in oggetto.

*A cura di Dott. Massimo Riva - Geologo*

*Dott. Salvatore Maugeri - Geologo*