



COMUNE DI MOLTENO

- Provincia di Lecco -

Piano di Recupero n.2

- Viale De Gasperi -

Approvato con Delibera Consiglio Comunale n° in data

Publicato all'Albo Pretorio dal al

Il Tecnico

Il Segretario

Il Sindaco

I Richiedenti

Relazione geologica e Relazione geotecnica

COORDINAMENTO:



ED.IN. EDILINDUSTRIA

SEDE LEGALE :

22063 Cantù (CO) Via Vergani, 20
Cod. Fisc. 03435870377
P.IVA 01937330130

DIREZIONE TECNICA:

23847 Molteno (LC) Via Roma, 1
Tel. 031-870345 Fax 031-870347

Indirizzo E-MAIL: edin.pi@5151.it

TAVOLA N°:

DATA:

Orsanigo S.r.l.

Via A. De Gasperi, n° 14 – 23847 Molteno (LC)

Progetto di ampliamento fabbricato commerciale nel comune di Molteno (LC)

**Relazione geologica ai sensi del D.M. 14/01/08 e della
D.G.R. IX 2616/2011**

Relazione geotecnica ai sensi del D.M. 14/01/08



Lecco – Marzo 2017

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 - Sito www.sgtl.it – Posta certificata sgtl@epap.sicurezza postale.it

Redatto	Verificato	Approvato
PM	MR	MR



INDICE

RELAZIONE GEOLOGICA AI SENSI DEL DM 14/01/08 E DELLA DGR IX 2616/2011.....	2
1. PREMESSA.....	2
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO – MORFOLOGICO.....	4
3. INQUADRAMENTO IDROGRAFICO - IDROGEOLOGICO.....	6
4. STUDI PRECEDENTI E ANALISI CARTOGRAFIA ESISTENTE.....	8
5. INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	11
6. INQUADRAMENTO SISMICO.....	13
7. APPROFONDIMENTO DI SECONDO LIVELLO (L.R. 12/05 E S.M.I.).....	14
8. CENNI SULLE AZIONI SISMICHE E STATI LIMITE.....	24
9. STRATIGRAFIA TERRENI.....	27
RELAZIONE GEOTECNICA AI SENSI DEL DM 14/01/08.....	29
1. CAPACITÀ PORTANTE E STIMA CEDIMENTI.....	29
2. STABILITÀ DEI FRONTI DI SCAVO.....	33
3. SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE.....	34
4. EVENTUALI INDAGINI INTEGRATIVE.....	35
5. CONCLUSIONI.....	35

Allegati al testo:

All.1: Prove scpt – grafici e tabelle

All.2: Interpretazione linea sismica MASW

All.3: Documentazione fotografica

Tav. 1 - Ubicazione area - CTR

Tav. 2 - Ubicazione area - DBT

Tav. 3 - Carta geologica di dettaglio

Tav. 4 - Ubicazione indagini

Tav. 5 - Sezione geotecnica A-A

Tav. 6 - Sezione geotecnica B-B

RELAZIONE GEOLOGICA AI SENSI DEL DM 14/01/08 E DELLA DGR IX 2616/2011

1. PREMESSA

Per conto di Orsanigo Srl è stata redatta la presente relazione geologica e geotecnica a supporto del progetto di ampliamento del supermercato in via De Gasperi (Piano di Recupero 2) nel comune di Molteno

Il terreno in esame si colloca nella porzione SE del territorio comunale, al limite dell'urbanizzato, la quota media del piano campagna è mediamente 265 m s.l.m.



Immagine tratta da Google Earth con indicazione del terreno di proprietà

Il progetto, prevede l'ampliamento della struttura esistente, mediante la realizzazione di un edificio ad uso commerciale, ad un piano senza interrati, con il piano fondazioni posto a circa -1 m da p.c.

L'ampliamento previsto, di forma rettangolare, presenta una dimensione di circa 40*32 m e un'altezza compresa tra 8 e 13 m circa.

Le opere in progetto si possono assimilare al tipo 2 con vita nominale $V_n \geq 50$ anni (tabella 2.4.1 articolo 2.4 comma 2.4.1 del D.M. 14 gennaio 2008).

Le opere in progetto di possono individuare in classe d'uso II (art 2.4 comma 2.4.2 del D.M. 14 gennaio 2008).

Si rimanda comunque al progettista per la verifica della classe d'uso.

L'area d'intervento si colloca in Zona Sismica 3.

Il presente studio si è articolato nelle seguenti fasi:

- Ricerca e analisi bibliografica;
- Rilievo geologico-geomorfologico dell'area di edificazione e circostanti;
- Esecuzione di 6 prove penetrometriche dinamiche superpesanti Scpt;
- Installazione di 2 piezometri micro fessurati;
- Esecuzione di una linea sismica MASW;
- Interpretazione dei dati raccolti;
- Elaborazione e restituzione dei dati (relazioni geologica e geotecnica).

La relazione geologica, ai sensi del D.M. 14/01/2008 e della D.G.R. IX 2616/2001 ha la 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 i vincoli dell'area in esame e circostanti.
- ✓ Valutare la compatibilità dell'intervento con l'assetto geologico, morfologico, idrogeologico dell'area ospitante.
- ✓ Definire la categoria sismica del suolo (approfondimento 2° e 3° livello), anche in funzione della zona sismica 3 del comune di Molteno;
- ✓ 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, idrogeologico e litostratigrafico dei terreni di fondazione e scavo.

La relazione geotecnica, redatta ai sensi del D.M. 14/01/2008 ha la finalità di:

- ✓ Definire i parametri geotecnici necessari per il dimensionamento delle strutture di fondazione.
- ✓ Definire le portate 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.
- ✓ Indicare in via preliminare la possibilità di smaltimento acque meteoriche.

Per quanto riguarda l'ubicazione dell'area, si rimanda alle tavole 1 e 2, allegate a fine testo.

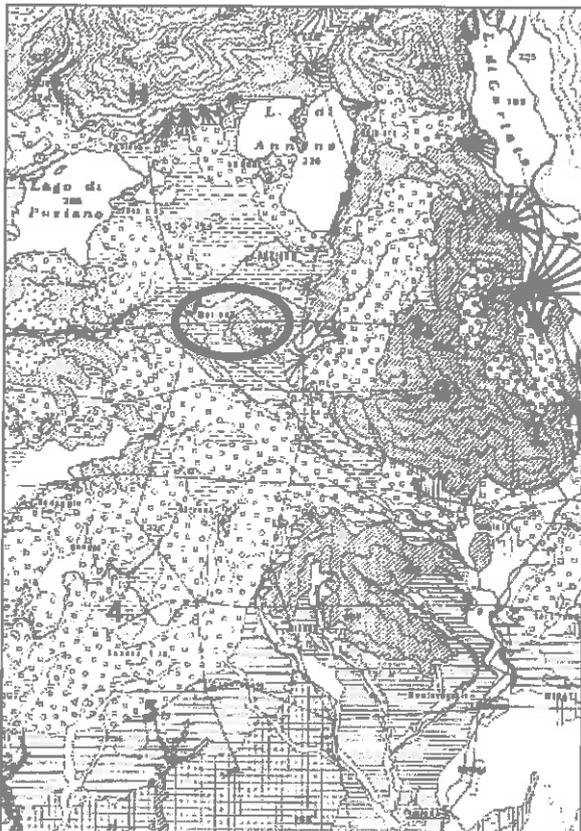
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO – MORFOLOGICO

Il territorio comunale di Molteno si colloca nella zona collinare di transizione fra le Prealpi e la pianura vera e propria, in una zona di raccordo fra rilievi morenici e piane fluvio-glaciali o fluvio-lacustri, con pendenze basse o moderate.

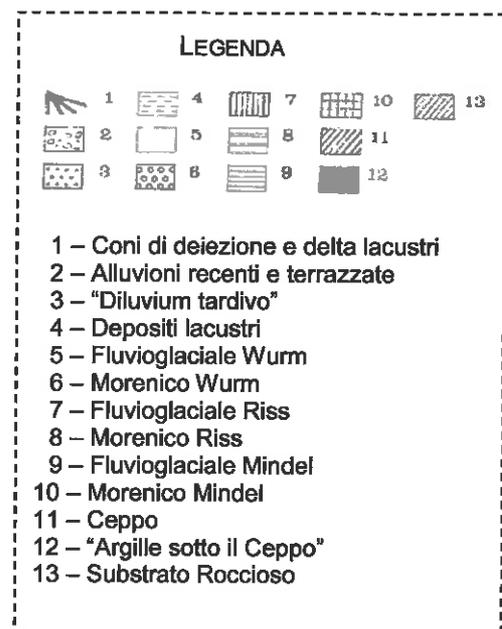
Da un punto di vista geologico il territorio è stato fortemente influenzato dall'azione di accumulo ed erosione dei ghiacciai durante l'ultima glaciazione wurmiana e i successivi rimaneggiamenti da parte degli scaricatori glaciali durante il loro scioglimento e ritiro e da parte del divagamento dei fiumi nei periodi più recenti ed attuali.

A causa della sua posizione, il territorio di Molteno possiede una morfologia caratterizzata da elementi strutturali diversi. Si distinguono infatti zone sopraelevate e aree pianeggianti.

Le colline "rocciose" (a ossatura rocciosa) sono estese da Pusiano a Civate, nella fascia tra Sala al Barro, Elio e Castello Brianza, tra Barzago, Bulciago, Garbagnate Monastero, Costa Masnaga e Rogeno. Tra i laghi di Bosisio e Annone si localizzano le culminazioni di Annone Brianza, Bosisio, Molteno, Sirone e di poggio Stolegarda di Oggiono.



CARTA GEOLOGICA NON IN SCALA



Le rocce delle aree di affioramento sono collegate tra di loro ai di sotto dei depositi quaternari e costituiscono nel loro insieme il substrato impermeabile del territorio.

In relazione alla presenza della roccia, i ghiacciai e le fiumane quaternarie che hanno invaso il territorio hanno depositato i materiali sciolti. I depositi morenici risultano particolarmente estesi secondo un arco

presso la sponda meridionale del lago di Annone, occupando il territorio tra Suello, Annone e Oggiono. Estese sono anche le "morene" tra Galbiate, Ello e Castello Brianza, che ricoprono con vario spessore le culminazioni rocciose; infine depositi morenici si localizzano tra Bosisio Panni, Garbagnate Monastero e Barzago sia a ricoprire i substrato roccioso che a formare intere colline.

All'interno degli allineamenti morenici e delle culminazioni rocciose, sono presenti delle zone pianeggianti la cui origine è dovuta in parte al modellamento delle masse glaciali e delle fiumane che si sono succedute, e in parte alla presenza di antichi bacini lacustri.

Di seguito vengono descritte le unità litologiche presenti nella zona.

Substrato roccioso ("Flysch Lombardo": Arenarie di Sarnico e Conglomerato di Sirone)

Le Arenarie di Sarnico (Coniaciano), sono formate da torbiditi silicoclastiche a stratificazione regolare e ritmica, con arenarie quarzose grossolane di colore grigio-beige e arenarie calcaree fini alternate a peliti, peliti marnose e peliti calcaree di colore grigio scuro-nocciola. In genere prevalgono gli intervalli arenaci sulle intercalazioni marnose; occasionalmente si possono avere dei banchi di arenaria spessi sino a 2 m.

Il Conglomerato di Sirone (Santoniano) è formato da ortoconglomerati ed arenarie molto grossolane a clasti per lo più ben arrotondati e grossi frammenti di rudiste. Si presenta in banchi (spessore da 0.5 a 2 metri) e talora con presenza di strutture a laminazioni incrociate. Si tratta di clasti poligenici con cemento calcareo, spesso molto compatti e resistenti ed è costituito da un insieme di corpi di forma lenticolare, interpretabili come canali torbiditici, che segnano la fase di massima progradazione nel bacino del sistema torbiditico.

Le Arenarie appaiono in affioramento lungo il litorale meridionale del lago di Annone, sul versante occidentale del poggio Stolegarda e, nel comune di Oggiono, all'altezza dello svincolo che conduce all'abitato di Galbiate. Procedendo verso sud, le arenarie passano a conglomerati che risultano ben visibili in corrispondenza dei fronti di coltivazione delle cave abbandonate presenti al piede della collina di Sirone (costituisce l'ossatura delle colline su cui sorgono gli abitati di Sirone e di Molteno).

Il passaggio tra Conglomerato di Sirone e Arenarie di Sarnico, (non visibile nell'area in oggetto perché al disotto delle coperture) è caratterizzato da una zona di transizione formata da intercalazioni di torbiditi arenaceo marnose, ben stratificate e paraconglomerati bianchi; tale facies di transizione, è visibile nella stratigrafia del pozzo in comune di Molteno.

Depositi superficiali

▪ Depositi glaciali: sono costituiti da terreni glaciali morenici connessi all'azione di erosione, trasporto ed accumulo ad opera dei ghiacciai wurmiana. Hanno granulometria molto disuniforme caratterizzati dalla presenza di ghiaia e ciottoli poligenici, con grado di arrotondamento e sfericità estremamente variabili, immersi in una matrice sabbioso fine/limosa. Sono presenti, inoltre, massi erratici generalmente cristallini di dimensioni anche notevoli (diametro maggiore anche di alcuni metri). Si rinvengono in corrispondenza delle dorsali collinari, sia sottoforma di veri e propri depositi, (con spessori dell'ordine di almeno alcuni metri), sia sottoforma di depositi sparsi a costituire sottili coltri al di sopra del substrato roccioso.

Depositi glaciali antichi o fluvioglaciali, si possono rinvenire anche alla base dei depositi lacustri e sono caratterizzati da un buon grado di addensamento.

▪ Depositi lacustri Olocenici e tardoglaciali: occupano vaste superfici e sono individuabili in corrispondenza dei settori pianeggianti che si sviluppano attorno alle aree collinari. Dal punto di vista litologico sono caratterizzati da limi, argille limose e limi sabbiosi inglobanti ghiaietto e piccoli ciottoli arrotondati, in percentuali variabili. Localmente sono presenti livelli a granulometria più grossolana (sabbie con ghiaietto) e livelli di torba che, determinano variazioni sostanziali dei parametri geotecnici del terreno. La genesi di tali depositi da ricercarsi nella decantazione del materiale fine in acque più o meno stagnanti, probabilmente in corrispondenza di piccoli laghi che si venivano a formare nelle depressioni intramoreniche.

Il terreno in oggetto si trova in corrispondenza della piana fluviolacustre, con pendenze basse digradanti verso sud.

I depositi superficiali sono costituiti da limi, argille e argille limose, talora con frazione sabbiosa.

La stratigrafia del pozzo ubicato in località Raviola, ad una quota di circa 264 m s.l.m., ad una distanza di circa 400 m a sud-est, evidenzia la presenza di limo sabbioso e argilla grigia fino ad una profondità di circa 30 m, argilla, ghiaia e sabbia fino a circa 37 m da piano campagna e a circa 41 m da p.c. il substrato roccioso locale costituito da marna alterata, passante a conglomerato a circa 47 m da p.c.

Dal punto di vista morfologico, al contorno dell'area si osservano alcuni blandi rilievi collinari formati principalmente da pieghe del substrato roccioso, quali la collina di Sirone (366 m s.l.m.); la collina di Molteno (302 m s.l.m.) e la collina di Garbagnate Monastero (298 m s.l.m.), aventi roccia affiorante o subaffiorante, localmente ammantate da depositi glaciali.

Nella zona in esame e nelle sue immediate vicinanze non si sono rilevate tracce di dissesti o processi geomorfici in atto o potenziali; la zona può quindi essere considerata stabile.

Per maggiori dettagli relativamente ai caratteri geologici e morfologici dell'area in esame, si rimanda alle tavole allegate a fine testo.

3. INQUADRAMENTO IDROGRAFICO - IDROGEOLOGICO

L'elemento idrografico principale del territorio comunale è rappresentato dal T. Bevera, che scorre sul confine sud-ovest della proprietà, ad una distanza minima di circa 40 m dall'area di edificazione.

Dal punto di vista idrogeologico non è possibile descrivere la zona (movimentata dal punto di vista morfologico e geostrutturale) con una situazione unitaria. Si può al contrario parlare di diversi comparti separati tra di loro, in cui gioca un ruolo fondamentale la morfologia del substrato roccioso. Le depressioni del substrato stesso, colmate dagli eventi geologici quaternari che hanno prodotto coltri di depositi sciolti, costituiscono unità idrogeologiche generalmente coincidenti con le valli e le paleovalli dell'idrografia superficiale.

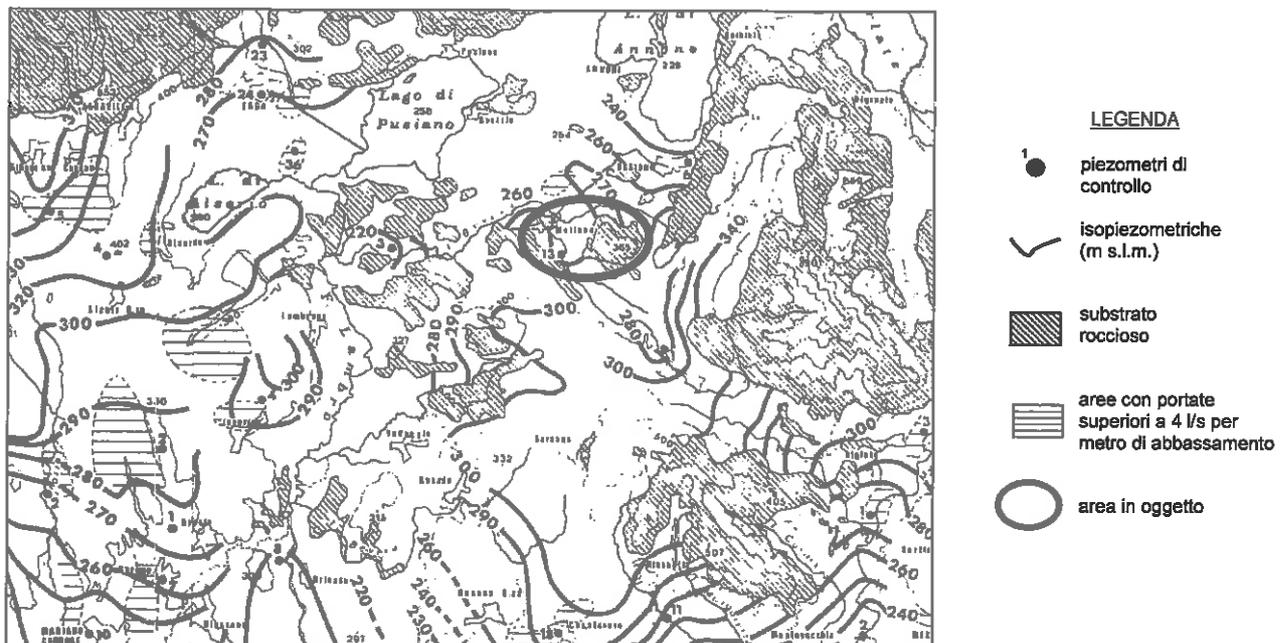
Gli acquiferi principali individuabili sono da ricercarsi in superficie e al disotto dei depositi lacustri; il substrato roccioso appartenente alla formazione del conglomerato di Sirone e subordinatamente della facies di transizione, possono essere considerati acquiferi, solo se posseggono un indice di fratturazione elevato, ossia se la permeabilità per fratturazione è elevata.

All'interno dei depositi lacustri possono essere presenti lenti o orizzonti, comunque poco estesi, di ghiaie e sabbie, leggermente intasate da depositi fini, generati da passati e locali scaricatori glaciali, contenenti acqua (falde sospese e/o localmente di limitato spessore).

Tale piccole "falde", normalmente, presentano un coefficiente di immagazzinamento basso ed hanno una scarsa continuità, il che le rende poco sfruttabili.

La falda superficiale che alimenta i corsi d'acqua locali è limitata verso il basso dalla soglia di permeabilità costituita dai depositi lacustri.

La carta isopiezometrica tratta da "Lineamenti idrogeologici del settore sub-lacuale della provincia di Como" - 1986 (G.P. Beretta, E. Denti, V. Francani, P. Sola) indica, per la zona in esame, una quota di circa 260 m s.l.m., con una soggiacenza di circa 5 m.



Tratto della carta delle isopiezometriche da "Lineamenti idrogeologici del settore sub-lacuale della provincia di Como" - G. P. Beretta E. Denti V. Francani, P Sala. -

Studi effettuati dallo scrivente per il pozzo comunale di via Grandi, la cui stratigrafia non è nota, distante circa 200 m a sud-est, posto a quota 265 m s.l.m. hanno evidenziato che le filtrazioni captate dal pozzo hanno, probabilmente, un livello posto tra i 263 – 264 m s.l.m., con una soggiacenza di circa 1 m.

Le indagini geognostiche effettuate, hanno evidenziato la presenza di acqua a partire da circa 0.9 m
È possibile comunque che sia dovuto ad una sacca idrica locale, piuttosto che ad una vera e propria falda idrica continua ed omogenea.

La permeabilità dei terreni (definibile come l'attitudine di questi a farsi attraversare da un fluido) è variabile in funzione di numerose caratteristiche fisiche. Sulla base delle caratteristiche litologiche, i terreni presenti nell'area possono essere distinti in tre principali unità.

Terreni con permeabilità variabile da ridotta a molto ridotta: in questa classe ricadono i depositi lacustri, terreni a prevalente granulometria limoso - argillosa. Indicativamente il coefficiente di permeabilità K risulta inferiore a 10^{-6} m/s.

Terreni con permeabilità variabile da media a ridotta: Questa classe individua i depositi morenici caratterizzati da alternanze di livelli in cui prevalgono le granulometrie grossolane, a livelli di materiali più fini costituiti da argille e limi. Indicativamente il coefficiente di permeabilità K risulta variabile tra 10^{-6} e 10^{-4} m/s..

Substrato roccioso: caratterizzato da una permeabilità secondaria generalmente bassa che diviene più elevata negli intervalli poco cementati e fratturati, dove è possibile una buona circolazione idrica. La permeabilità primaria dovuta alla porosità è pressoché nulla.

Il pozzo comunale di Via Grandi, captato ad uso idropotabile, è ubicato ad una distanza di circa 200 m. Tale pozzo sfrutta una falda superficiale, avente importanza locale, con una soggiacenza minima, a bassa profondità, ma con scarsa potenzialità; tale pozzo è ubicato in sinistra idrografica del Torrente Bevera e del relativo sub-alveo, mentre l'area in oggetto è posta in destra idrografica quindi con possibili differenti caratteristiche idrogeologiche e di alimentazione idrica della falda superficiale.

Il sub-alveo del torrente può essere la probabile alimentazione (discontinua) della falda superficiale.

È presente un secondo pozzo (località Raviola) a circa 400 m a sud-est.

4. STUDI PRECEDENTI E ANALISI CARTOGRAFIA ESISTENTE

Verifica compatibilità del progetto in esame del 2015

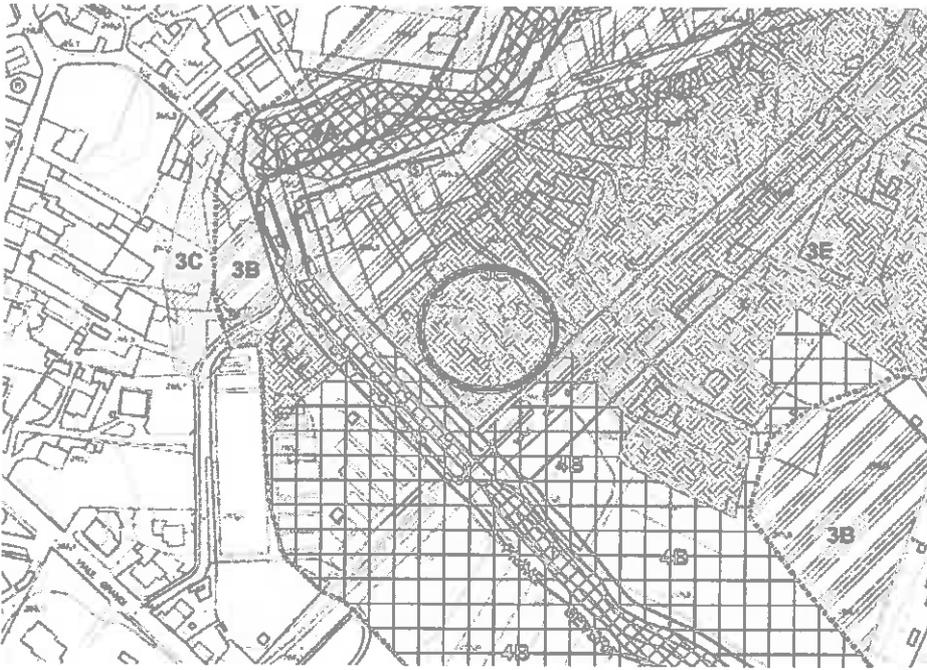
Lo scrivente, nel novembre 2015, ha redatto una verifica di compatibilità del progetto di ampliamento in oggetto nella quale oltre ad una prima sintesi delle condizioni geologiche-idrogeologiche dell'area, si riassumevano i vincoli presenti nell'area.

Si ritiene compatibile l'intervento con riferimento alle norme specifiche della classe di fattibilità e delle norme di polizia idraulica.

Studio Geologico a supporto del P.G.T. di Molteno

Carta di fattibilità

Dall'analisi della carta di fattibilità geologica il terreno in esame rientra in classe di fattibilità 3, ossia fattibilità con consistenti limitazioni, in particolare sottoclasse 3E (zona I del PAI interne al centro edificato con pericolosità idraulica media o moderata).



Stralcio carta di fattibilità Studio Geologico a supporto del PGT



Sottoclasse 3E Comprende aree incluse nelle Zone I del PAI INTERNE al Centro Edificato con pericolosità idraulica media o moderata

Per questa sottoclasse ogni intervento edilizio dovrà essere valutato in funzione del rischio idraulico dell'area, adottando gli accorgimenti tecnici necessari per evitare il danneggiamento di beni e strutture (prelavorazione di nuove aree ad elevata fascia alla piena di riferimento, realizzazione di nuove infrastrutture viarie ed edifici in modo tale da non creare "canali" di scorrimento a forte velocità, evitare interventi che comportino l'accumulo locale delle acque, eccetera). Saranno da valutare tutte le misure atte a garantire la stabilità delle fondazioni (opere drenanti per evitare sottopressioni idrostatiche, opere di difesa per evitare erosioni, eccetera). Sono auspicabili l'utilizzo di materiali e tecnologie costruttive che consentano alle strutture di resistere alle pressioni idrodinamiche e che le rendano poco danneggiabili al contatto con l'acqua. Per gli edifici esistenti dotati di vani interrati saranno da prevedere eventuali opere di sollevamento delle acque e smaltimento delle stesse in caso di accumulo per temporaneo. In ogni caso non è consentita la realizzazione di nuovi vani interrati.

Carta di Pericolosità Sismica Locale (PSL)

Dall'analisi della Carta della pericolosità sismica locale di primo livello l'area in oggetto risulta classificata in zona di amplificazione sismica locale Z4a ovvero "zona di fondovalle e pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi".

Tale classificazione determina la necessità di un approfondimento sismico di secondo livello.

Carta dei vincoli

L'area in oggetto ricade in oggetto fascia di rispetto 2 del Reticolo Idrografico Minore e in zona I del PAI, per le quali si rimanda alla specifica normativa.

Le porzioni prossime a Viale De Gasperi e al torrente Bevera ricadono parzialmente all'interno del vincolo di fascia di tipo 1 e 3 del reticolo idrografico minore comunale e reticolo principale. Solo nella fascia reticolo minore (1 e 3) sono previsti parcheggi a raso compatibili quindi con la normativa in quanto non si configurano come ostacolo o impedimento idraulico (vedi relazione del 2015).

L'area di ampliamento risulta esterna alla fascia di rispetto del pozzo ad uso idropotabile di via Grandi (r=200 m), ad eccezione della parte SE lungo viale De Gasperi, interna alla fascia seppur di poco.



Zona di tutela assoluta pozzo ad uso idropotabile (1)
o di pozzo dismesso (2)



Fascia di rispetto pozzo ad uso idropotabile (r=200 m)

Fasce di rispetto del Reticolo Idrografico Minore



Fascia di rispetto 1 - a scopo prevalente manutentivo presente lungo i corsi d'acqua del Reticolo Idrografico Minore



Fascia di rispetto 2 - fascia discontinua, basata sulla pericolosità ed il rischio, riguardante le aree potenzialmente allagabili e/o esondabili secondo quanto previsto dagli studi ai sensi della L.R. 12/05



Fascia di rispetto 3 - per i tratti del Reticolo Idrografico Minore intubati

Fasce di rispetto del Reticolo Idrografico Principale



Fascia di tutela assoluta del Reticolo Idrografico Principale (10 m dalle sponde del fiume)

Vincoli PAI

ESONDAZIONI E DISSESTI MORFOLOGICI DI CARATTERE TORRENTIZIO LUNGO LE ASTE DEI CORSI D'ACQUA (Titolo I NdA del PAI)



Ea, aree coinvolgibili dai fenomeni con pericolosità molto elevata



Eb, aree coinvolgibili dai fenomeni con pericolosità elevata



Em, aree coinvolgibili dai fenomeni con pericolosità media o moderata

AREE A RISCHIO IDROGEOLOGICO MOLTO ELEVATO (Titolo IV NdA del PAI)



ZONA I, aree potenzialmente interessate da inondazioni

Bisogna sottolineare comunque, che dalle testimonianze ricavate, l'area in oggetto non è mai stata interessata dalle esondazioni degli ultimi anni, né gli interrati esistenti sono stati interessati da allagamenti dall'esterno o da infiltrazioni idriche dal sottosuolo.

5. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Le indagini geognostiche eseguite hanno compreso l'esecuzione di 6 prove penetrometriche mediante un penetrometro di tipo pesante, spinte sino ad una profondità massima di -11.1 m da p.c. attuale e una linea sismica tipo MASW.

L'ubicazione delle indagini è riportata nella tavola allegata a fine testo.

5.1 Prove penetrometriche

Per l'esecuzione delle prove è stato utilizzato un penetrometro pesante della Ditta Pagani, con attrezzatura conforme alla normativa geotecnica vigente, le cui caratteristiche sono riassunte di seguito:



- Rif. Norme: SCPT TG 63-300 Pagani
- Peso Massa battente 73 kg
- Altezza di caduta libera 0,75 m
- Diametro punta conica 51,00 mm
- Area di base punta 20,43 cm²
- Lunghezza delle aste 1,00 m
- Peso aste 6,31 kg/m
- Coeff. Correlazione con Nspt 1,15

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

Di seguito, sono riportate le profondità massime raggiunte dalle 6 prove scpt eseguite:

Prova n°	Profondità (m da p.c. attuale)	Piezometro (m)	Acqua (m da p.c.)	Rifiuto ¹
1	-11.1	//	//	No
2	-11.1	//	//	No
3	-10.8	3	-2.4 (25.01.17) -2.1 (17.03.17)	No
4	-11.1	//	//	No
5	-11.1	3	-0.9	No
6	-11.1	//	//	No

¹ 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

Nelle prove 3 e 5 è stato installato un piezometro microfessurato; le letture fraticimetriche hanno evidenziato la presenza della falda idrica locale a partire da -0.9 m da p.c.

5.2 Prospezione sismica MASW

Al fine di valutare la categoria sismica del suolo, stata acquisita la registrazione di una linea sismica tipo MASW attiva nell'area oggetto di nuova edificazione; la cui ubicazione è riportata nella tavola 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.
- Il modulo di rigidezza del terreno.

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 pseudorizzontale, anche in presenza di falda.

Strumentazione:

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

Procedura

- ◆ Acquisizione dei dati di campo.
- ◆ Estrazione della curva di dispersione.
- ◆ Inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s (profilo 1-D) che descrive la variazione di V_s con la profondità.
- ◆ Costruzione di una mappa bidimensionale (mappa 2-D), accostando e sovrapponendo più profili 1-D consecutivi ed utilizzando un contouring software.

Sono stati ricavati i seguenti valori di V_s 30:

V_s 30 = 250 m/s misurato da p.c. attuale.

V_s 30 = 265 m/s misurato da piano fondazione (-1.0 m da p.c. attuale).

Per maggiori dettagli sui dati della linea MASW acquisita, si rimanda all'allegato 2 a fine testo.

6. INQUADRAMENTO SISMICO

La nuova classificazione sismica della Regione Lombardia, DGR. n. X/2129 del 11/07/14, inserisce il Comune di Molteno in zona sismica 3, con Ag Max pari a 0,052312.



Mappa di classificazione sismica della Regione Lombardia (Luglio 2014)

Dall'analisi della carta della pericolosità sismica locale di primo livello, l'area in oggetto risulta classificato in zona di amplificazione sismica locale Z4a ovvero "zona di fondovalle e pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi".

In questa zona è richiesto l'approfondimento sismico di secondo livello (con le relative indagini sismiche MASW).

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) *Depositi 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) *Depositi 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) Depositi 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) Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti.

In relazione alle indagini svolte (MASW) il suolo in oggetto è ascrivibile alla categoria C; è stata fatta un'analisi di secondo livello poiché il terreno in oggetto ricade zona di amplificazione sismica Z4a.

7. APPROFONDIMENTO DI SECONDO LIVELLO (L.R. 12/05 E S.M.I.)

7.1 Inquadramento normativo e d'analisi

La metodologia per la valutazione dell'amplificazione sismica locale in adempimento a quanto previsto dal D.M. del 14 gennaio 2008, della D.G.R. n. 14964 del 7 novembre 2003 e del d.d.u.o n. 19904 del 21 novembre 2003, si basa su tre livelli successivi di approfondimento, in funzione della zona sismica di appartenenza e degli scenari di pericolosità sismica locale.

Come precedentemente detto, il comune di Molteno è dotato di uno studio di approfondimento sismico di primo livello, eseguito in ambito di stesura del PGT, e l'area in oggetto risulta classificato in zona di amplificazione sismica locale Z4a ovvero "zona di fondovalle e pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvioglaciali granulari e/o coesivi".

Si riporta pertanto di seguito l'approfondimento sismico di secondo livello (litologico), finalizzato alla definizione del Fattore di Amplificazione (Fa) locale, da utilizzarsi in seguito per la parametrizzazione sismica del sito.

7.2 Analisi della sismicità locale (secondo livello)

L'analisi di seguito riportata e dettagliata è riferita allo studio di possibili di tipo litologico (scenario Z4), ovvero potenziali fenomeni di amplificazione che si possono verificare quando le condizioni locali sono rappresentate da morfologie sepolte e da particolari profili stratigrafici costituiti da litologie con determinate 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, eseguita un'indagine mirata 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 un profilo sismico e il calcolo della Vs30.

Il **periodo di oscillazione naturale** del sito (T_p) si calcola attraverso la conoscenza dettagliata della distribuzione in profondità delle Vs, fino allo strato con $V_s \geq 800$ m/s.

Di seguito si riporta il profilo misurato delle Vs con la profondità (da piano campagna):

profondità (m)	spessore strato (m)	Vs (m/s)
Da 0 a 1.5	1.5	109
Da 1.5 a 5.7	4.2	140
Da 5.7 a 8.4	2.7	201
Da 8.4 a 14.1	5.7	230
Da 14.1 a 17.6	3.5	351
Da 17.6 a 23.2	5.6	423
Da 23.2 a 38.4	6.8	460

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 -1 m da p.c. piano posa fondazione):

$$\frac{H_1 V_{s_1} + H_2 V_{s_2}}{H_1 + H_2}$$

Il modello equivalente applicato come stratigrafia sismica da PIANO FONDAZIONE (posto a -1 m) ipotizzando l'andamento delle Vs30 fino allo strato di almeno 800 m/s, diventa perciò:

profondità (m)	spessore strato (m)	Vs (m/s)
Da 1 a 5.7	4.7	136.7
Da 5.7 a 8.4	2.7	201.0
Da 8.4 a 14.1	5.7	230
Da 14.1 a 17.6	3.5	351
Da 17.6 a 23.2	5.6	423
Da 23.2 a 45	21.8	460
Da 40 a 50	10	800
Da 50 a 65	15	850

Nel caso specifico è stata presa in considerazione la stratigrafia del pozzo località Raviola, che evidenzia la presenza del substrato roccioso (Arenarie di Sarnico e più in profondità Conglomerato di Sirone) a circa 41.5 m da p.c.

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

L'equazione per il calcolo di T_p è:

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

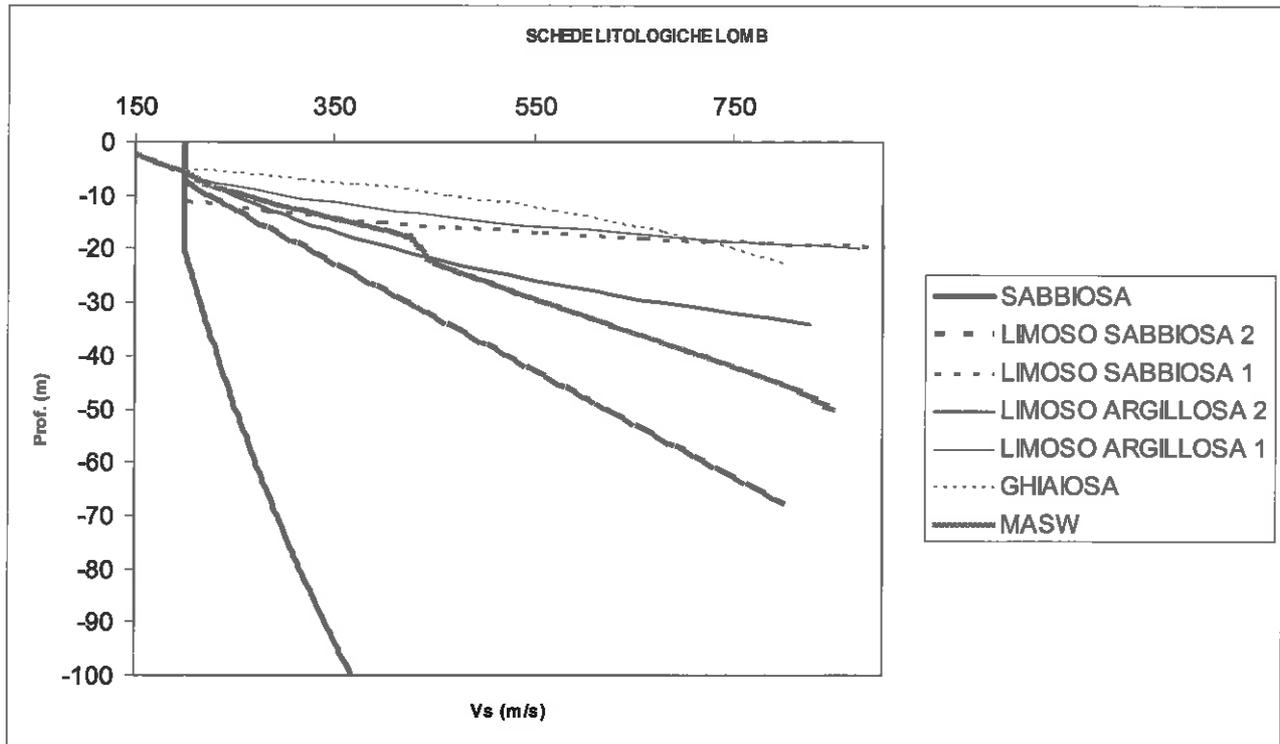
Applicando l'equazione si ottiene per il sito considerato $T_p = 0.50$ s

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 l'andamento più simile è quello della scheda limoso sabbiosa tipo 2; di seguito si riporta la curva limite che separa i campi di validità per le litologie considerate (di cui all'All. 5 della dgr IX/2616) e la

curva di campagna registrata, risulta quindi evidente che il profilo sismico dell'area ricade nel campo di validità:



Secondo tale scheda, è possibile identificare la curva di riferimento per il calcolo del F_a sulla base della velocità dello strato superficiale.

CALCOLO SULLA SCHEDA LIMOSO-SABBIOSA TIPO 2

Nel caso è possibile fare riferimento all'equazione della curva 1 riportata nella scheda, in quanto il primo strato, alla profondità di 5.7 m, ha una velocità di 136 m/s.

Si riporta la scheda sabbiosa Estratto scheda litologica dell'Allegato 5 DGR n. IX/2616

EFFETTI LITOLOGICI – SCHEDA LITOLOGIA LIMOSO – SABBIOSA TIPO 2

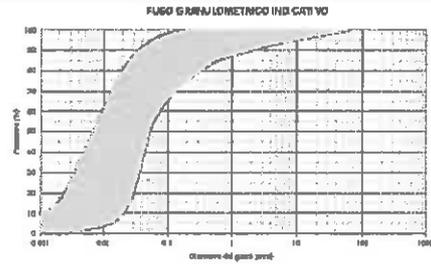
PARAMETRI INDICATIVI

GRANULOMETRIA:

Da limi con sabbie debolmente ghiaiose a limi debolmente sabbioso-argillosi passando per limi con sabbie, limi debolmente argillosi, limi debolmente sabbiosi, limi debolmente ghiaiosi e sabbie con limi debolmente argillosi

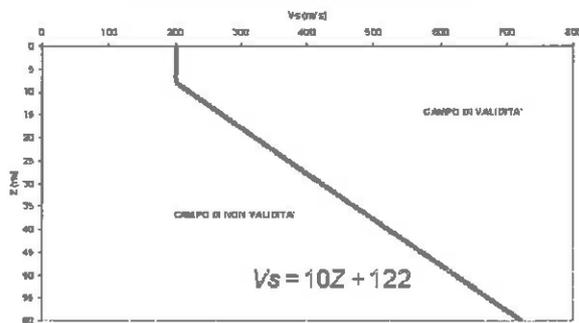
NOTE:

- Comportamento coesivo
- Frazione limosa ad un massimo del 95%
- Presenza di clasti immersi con $D_{max} < 2-3$ cm
- Frazione ghiaiosa fino ad un massimo del 10%
- Frazione sabbiosa fino ad un massimo del 45%
- Frazione argillosa fino ad un massimo del 15%
- A FIANCO: range di valori per alcuni parametri geotecnici significativi validi per limi sabbiosi debolmente argillosi

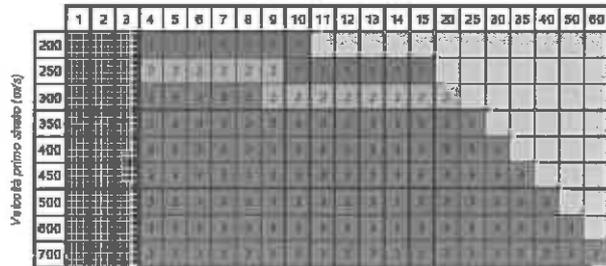


PARAMETRO	UNITA'	INTERVALLO
Peso di volume naturale	$\gamma_{nat} (kN/m^3)$	18.5-19.5
Peso specifico particelle solide	$\gamma_{ps} (kN/m^3)$	26.5-27.5
Contenuto d'acqua naturale	w (%)	25-30
Limite di liquidità	w _L (%)	25-35
Limite di plasticità	w _p (%)	15-20
Indice di plasticità	I _p (%)	5-15
Indice dei vuoti	e	0.6-0.8
Indice di saturazione	S _v (%)	90-100
Coefficiente di spinta a riposo	K ₀	0.4-0.5
Indice di compressione	C _c	0.10-0.30
Indice di rigonfiamento	C _s	0.05-0.05
Coefficiente di consolidazione secondaria	C _α	0.002-0.006
Numero colpi prova SPT (nei primi 10 m)	N ₆₀	0-20

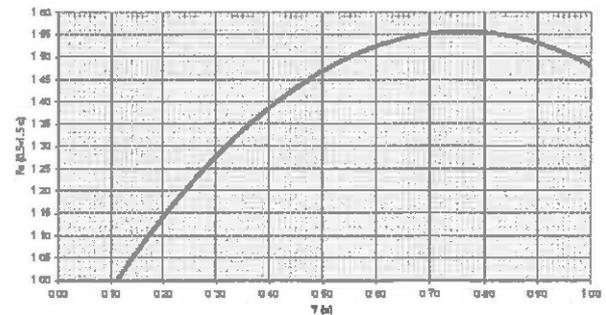
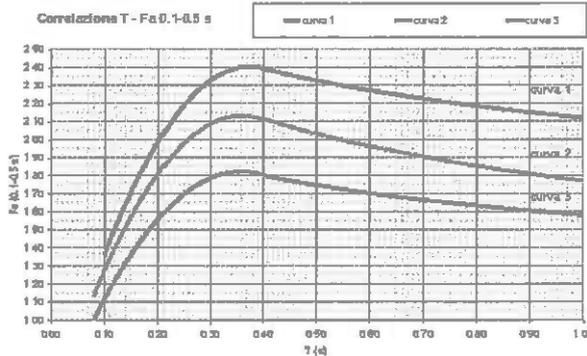
ANDAMENTO DEI VALORI DI V_s CON LA PROFONDITA'



Profondità primo strato (m)



Correlazione T - Fa 0.5-1.5 s



$$Fa_{0.5, 1.5} = -1.33T^2 + 2.02T + 0.79$$

Curva	Tratto polinomiale	Tratto logaritmico
1	$0.10 < T \leq 0.40$	$0.40 < T \leq 1.00$
	$Fa_{0.1, 0.5} = -13.9T^2 + 10.4T + 0.46$	$Fa_{0.1, 0.5} = 2.12 - 0.30LnT$
2	$0.08 < T \leq 0.40$	$0.40 < T \leq 1.00$
	$Fa_{0.1, 0.5} = -12.8T^2 + 9.2T + 0.48$	$Fa_{0.1, 0.5} = 1.77 - 0.38LnT$
3	$0.05 < T \leq 0.40$	$0.40 < T \leq 1.00$
	$Fa_{0.1, 0.5} = -10.6T^2 + 7.6T + 0.46$	$Fa_{0.1, 0.5} = 1.58 - 0.24LnT$

Il calcolo del Fa è stato perciò eseguito secondo l'equazione della curva 1.

Periodo 0.1s – 0.5s

L'equazione utilizzata è quella del tratto logaritmico della curva 1 (in quanto $0.40 < T_p \leq 1.00$):

$$Fa_{0.1-0.5} = 2.12 - 0.3 \ln T = 2.12 - 0.3 \ln(0.50) = 2.33$$

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

$$Fa_{0.1-0.5} = 2.33$$

Periodo 0.5s – 1.5s

L'equazione utilizzata è la seguente:

$$Fa_{0.5-1.5} = -1.33T^2 + 2.02T + 0.79 = -1.33 \times 0.50^2 + 2.02 \times 0.50 + 0.79 = 1.47$$

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

$$Fa_{0.5-1.5} = 1,47$$

7.3 Commento ai risultati dell'analisi di secondo livello

Pur non avendo a disposizione dati progettuali, vista la struttura del fabbricato 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 1.77.

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 MOLTENO				
(estratto da soglie_lomb.xls diffuso da Regione Lombardia)				
COMUNE	Valori soglia			
	Suolo tipo B	Suolo tipo C	Suolo tipo D	Suolo tipo E
Molteno (periodo 0,1-0,5)	1.4	1.8	2.2	2.0
Molteno (periodo 0,5-1,5)	1.7	2.4	4.2	3.1

Nel caso in esame, per il periodo 0.1-0.5 il Fattore d'Amplificazione calcolato (2.33) è superiore alla soglia prevista per la categoria D (1.8), mentre è compatibile con un il suolo sismico di tipo C (1.8).

In questo caso è necessario eseguire un'analisi di Risposta Sismica Locale (Terzo Livello)

Per il periodo 0,5-1.5 il Fattore d'Amplificazione calcolato (1.47) è compatibile con un suolo il sismico di tipo C (2.4).

7.4 Risultati dell'approfondimento sismo di TERZO LIVELLO (ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE RSL per amplificazione litologica)

La normativa regionale prescrive l'utilizzo di uno spettro normativo di categoria superiore a quello che sarebbe attribuito dal profilo delle Vs misurato in sito, oppure, in alternativa, è possibile procedere con approfondimenti di terzo livello.

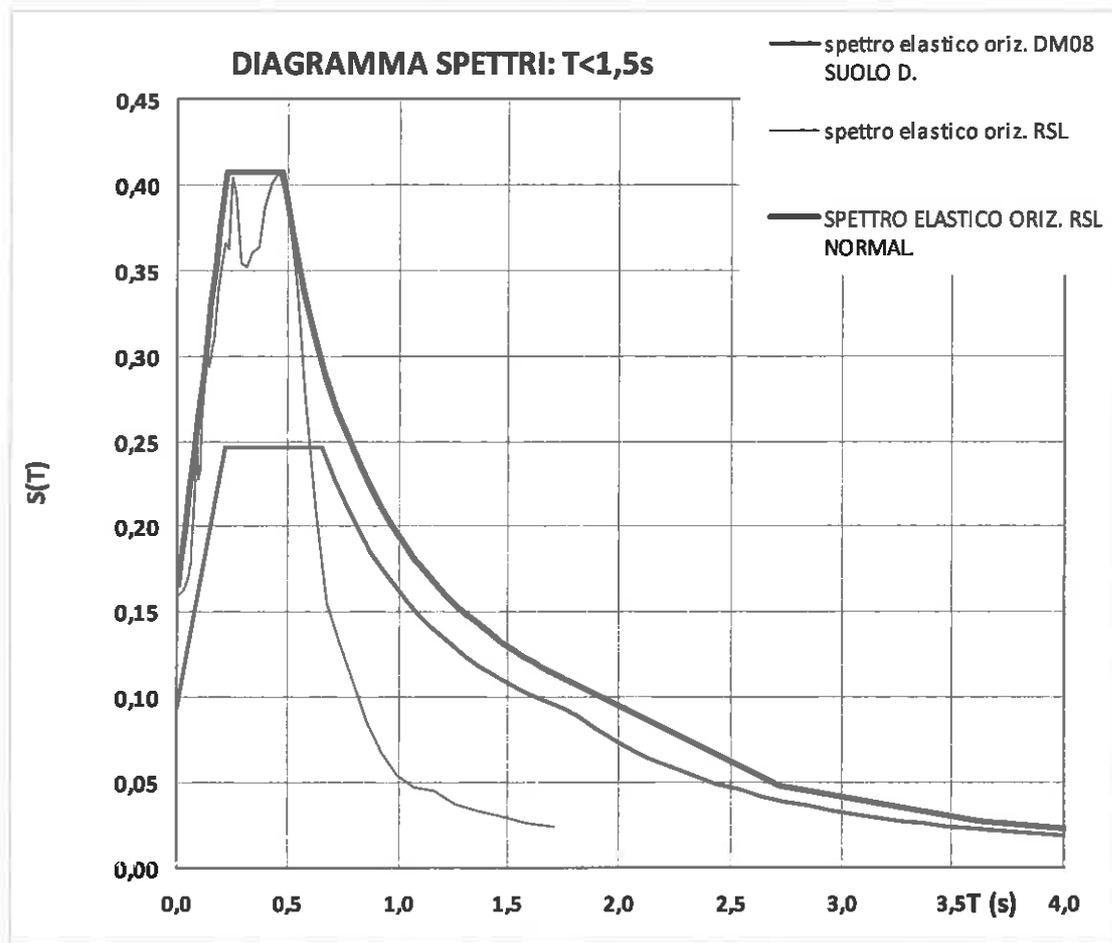
Per questo motivo, è stato eseguito un calcolo di risposta sismica locale, definendo lo spettro al sito da mettere a confronto con quello normativo.

In sintesi è stato utilizzato un codice di calcolo monodimensionale, inserendo parametri e accelerogrammi come rilasciati dalla Struttura Regionale lombarda².

Alla luce di tutto quanto elaborato e ottenuto è possibile concludere quanto segue:

- Lo spettro elastico ottenuto per il sito con l'analisi di Risposta Sismica Locale (RSL), risulta avere un'amplificazione molto elevata, anche rispetto ad un suolo normativo di tipo D;
- Lo spettro elastico di RSL (normalizzato), presenta però un campo di amplificazione massima più ristretto rispetto a quelli dei suoli normativi, potrebbe perciò risultare utile la sua applicazione nel caso in cui il periodo di struttura (dato non noto allo scrivente), si trovi in zona esterna al tratto ad accelerazione costante.

² Al fine di poter effettuare le analisi di 3° livello la Regione Lombardia ha predisposto due banche dati: 1. 475-codice provincia.zip contenente, per ogni comune, 7 diversi accelerogrammi attesi caratterizzati dal periodo di ritorno di 475 anni; 2. curve_lomb.xls contenente i valori del modulo di taglio normalizzato (G/G0) e del rapporto di smorzamento (D) in funzione della deformazione (γ), per diverse litologie.



Può essere necessario per lo Strutturista avere il dato di output dello spettro elastico in forma normalizzata (per intendersi di forma simile a quella degli spettri secondo approccio semplificato), questo tipo di spettro si ottiene riportando i parametri indipendenti e calcolando i dipendenti³.

Nel grafico sopra riportato è inoltre riportato lo spettro della categoria del suolo D.

Si possono quindi ottenere i seguenti parametri

Normalizzazione spettro Risposta Sismica Locale

Parametri indipendenti:

accelerazione orizzontale massima al sito	ag / g	0,052
amplificazione spettrale massima	Fo	2,627
smorzamento	η	1,00
Amplificazione sismica max locale (da grafico)	Se(T) max	0,407

Parametri dipendenti:

Coeff. di amplificazione locale (DM08 eq. 3.2.4) =Se(max)/ag*h*Fo	SRSL	2,98
Periodo caratteristico	TB = s	0,23
Periodo caratteristico	Tc = s	0,48
Periodo caratteristico (DM2008 formula 3.2.9)	TD =	1,81
	amax g	0,155

³ Formule riportate al cap. 3.2.3.2.1 delle NTC2008

Ferma restando la possibilità del Progettista in merito alla scelta delle azioni sismiche cui fare riferimento, si tenga conto in ogni caso che l'analisi sismica si completa inserendovi anche le caratteristiche strutturali, come il fattore di struttura, per permettere valutazioni significative anche e soprattutto in relazione al periodo della struttura (dati non noti allo scrivente) e per la costruzione dello spettro di progetto.

Si ricorda ancora una volta, inoltre, l'importanza della reiterazione del calcolo una volta note le caratteristiche geometriche delle fondazioni da progettare.

7.5 Valutazione della categoria topografica ai sensi delle NTC2008

Se consideriamo come superficie di riferimento il piano fondazioni possiamo applicare una geometria semplificata al caso in esame, attribuendo al sito una categoria topografica "T1", ossia superfici pianeggianti o con inclinazione media $<15^\circ$ (rif. tab. n. 3.2.IV NTC2008).

La topografia è stata verificata a scala locale (1:100).

7.6 Valutazione del fenomeno della LIQUEFAZIONE dei terreni indotta da un sisma (NTC2008)

Si definisce liquefazione, la riduzione di resistenza e/o rigidità 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 e 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.

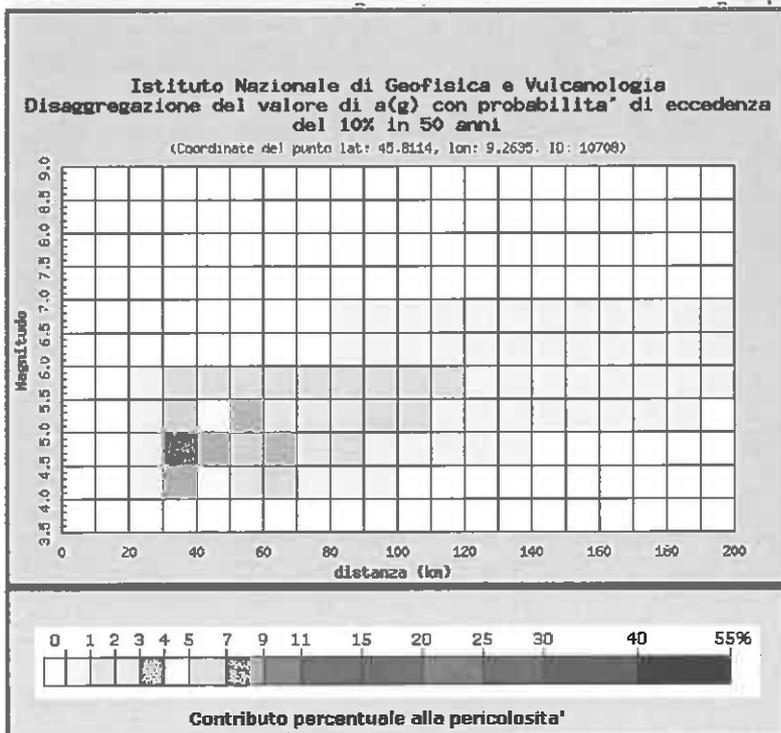
La liquefazione di un deposito può avvenire sia in condizioni statiche sia sotto sollecitazioni dinamiche.

La normativa vigente (NTC D.M. 14/01/08) prevede che la verifica a liquefazione può 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 $U_c > 3,5$.

Nel caso specifico almeno le prime 3 condizioni non risultano verificate.

Per il punto 1, utilizzando il programma di Mappe Interattive di Pericolosità Sismica dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, per il Comune di Molteno, attraverso elaborazione statistica dei dati di disaggregazione (applicativo delle mappe interattive), si ottiene una Magnitudo Media di 5.02, maggiore di magnitudo 5



Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.020	61.700	1.570

Anche il punto 2 non risulta verificato, in quanto **l'accelerazione massima attesa in condizioni di campo libero è maggiore a 0,1g, per la condizione SLV risulta essere di 0.15g.**

Anche il punto 3 non è verificato, infatti la falda idrica locale è presente a circa -1 m da p.c.

Quando le prime condizioni non risultino soddisfatte, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 4 e 5.

Quando nessuna delle condizioni risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

Stratigrafia considerata nei calcoli delle portate

Profondità	Nspt	Fattore Sicurezza	Nota
2.1	3	0.68	Liquefacibile
3.6	1	0.32	Liquefacibile
5.1	7	0.78	Liquefacibile
7.8	2	0.38	Liquefacibile
11.1	4	0.49	Liquefacibile

Allo stato attuale delle conoscenze vi è un potenziale rischio di liquefazione dei terreni.

In questo caso sono possibili due alternative:

- eseguire indagini di laboratorio per la verifica dei punti 4 e 5;
- adottare tipologie di fondazione che minimizzino tale problematica, ad esempio pali di fondazione.

In ogni caso si consiglia la realizzazione di sondaggi a carotaggio con prelievo campioni per analisi di laboratorio (vedi capitolo indagini integrative), in quanto utili anche per la scelta e il dimensionamento esecutivo di opere di fondazioni profonde (pali).

8. CENNI SULLE 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_{VR})*".

Ai fini delle NTC 2008, le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento (P_{VR}), a partire dai valori dei seguenti parametri sul sito di riferimento:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 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.

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 rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; *la struttura conserva invece una parte della resistenza e rigidità 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 successiva Tab. 3.2.I. estratta dalle NTC.

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{V_R} : 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.

8.1 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: 45,778251 longitudine: 9,31073
- Classe d'uso dell'edificio:
 - Il. Affollamenti normali senza funzioni pubbliche e senza contenuti pericolosi
- Vita Nominale (ipotizzata):
 - 50 anni
- Opzione di calcolo:
 - Stabilità dei pendii e fondazioni
- Categoria Topografica (da morfologia locale, rif. Tab. 3.2.IV NTC)
 - Categoria T1 – superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
- Categoria di sottosuolo
 - Vedi approfondimento di 3° Livello

Si rimanda al progettista la verifica della classe d'uso dell'edificio

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:

STATO LIMITE	T_r (anni)	a_g (g)	F_0	T_c^* (s)
SLO (Operatività)	30	0,019	2,577	0,158
SLD (Danno)	50	0,024	2,546	0,186
SLV (Salvaguardia Vita)	475	0,052	2,629	0,277
SLC (Prevenzione Collasso)	975	0,063	2,655	0,297
Periodo di riferimento per l'azione sismica: 50				

Il passo successivo consiste nella valutazione di a_{max} (accelerazione massima attesa al sito), in pratica si tratta di "modificare" la forma spettrale del sottosuolo di categoria A, attraverso un coefficiente stratigrafico (S_s), un coefficiente topografico (S_t) e un coefficiente in funzione della categoria (C_c) che modifica il valore del periodo T_C .

Nel nostro caso inserendo i dati di input sopra esposti si ottengono i seguenti coefficienti correttivi, nei quali S_s è stato ottenuto dall'analisi di 3° livello (Coefficiente di Amplificazione Locale)

STATO LIMITE	S_s	S_t	C_c
SLO (Operatività)	2.98	1.00	3.14
SLD (Danno)	2.98	1.00	2.90
SLV (Salvaguardia Vita)	2.98	1.00	2.37
SLC (Prevenzione Collasso)	2.98	1.00	2.29

I coefficienti ottenuti sono perciò i seguenti (applicazione dello spettro di RSL):

STATO LIMITE	a_{max} (m/s ²)	a_{max} (g)	β_s	K_h	K_v
SPETTRO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE (COME DA TERZO LIVELLO)					
SLO (Operatività)	0,56	0,06	0,2	0,011	0,006
SLD (Danno)	0,70	0,07	0,2	0,014	0,007
SLV (Salvaguardia Vita)	1,52	0,15	0,2	0,031	0,015
SLC (Prevenzione Collasso)	1,84	0,19	0,2	0,038	0,019

L'accelerazione massima attesa al sito, si ottiene correggendo i valori di a_g precedentemente ricavati, con i coefficienti della tabella sopra riportata secondo la formula:

$$a_{max} = a_g * S_s * S_t$$

Si determinano infine i coefficienti sismici orizzontale e verticale secondo la formula:

$$K_h = \beta_s * a_{max}$$

$$K_v = 0.5 K_h$$

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).

9. STRATIGRAFIA TERRENI

9.1 Modello stratigrafico

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.

Nella tabella a seguire si riportano i risultati delle indagini eseguite:

Orizzonte	Profondità da p.c. attuale (m)	Nspt	Stato d'addensamento
B	Da 0.0 a -1.2/2.4	4-9	Sciolto
A	Da -1.2/2.4 a -5.4/11.1	1-3 (7-9)	Molto sciolto con locali lenti sciolte
B	Da -5.4 a -11.1	6	Sciolto (prova 1)
C	Da -9.6 a -11.1	10	Moderatamente addensato (prova 6)

La stratigrafia del terreno in oggetto risulta essere relativamente omogenea, con un'alternanza di orizzonti molti sciolti e orizzonti sciolti, fino alla massima profondità raggiunta dalle prove (-11.1 m da p.c.)

Solo nella prova 6 è stato individuato un orizzonte o una lente (C) di terreno moderatamente addensato.

La sintesi stratigrafica del terreno in esame è riportata nelle tavole allegate a fine testo.

9.2 Caratteristiche geotecniche dei terreni

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 di punta registrati attraverso le prove Scpt, riferite a terreni a comportamento granulare.

La tabelle a seguire riassume le principali caratteristiche geotecniche individuate, con riferimento agli orizzonti stratigrafici descritti nel precedente paragrafo:

Orizzonte	Profondità da p.c. attuale (m)	Nspt	Yt (t/m ³)	Cu (t/m ³)	φ (°)	E (Kg/cm ²)
B	Da 0.0 a -1.2/2.4	4-9	1.65-1.7	0 - 0.15	25-28	28-75
A	Da -1.2/2.4 a -5.4/11.1	1-3 (7-9)	1.6-1.65 (1.4)	0- 0.15	24-25 (27-28)	10-30 (60-75)
B	Da -5.4 a -11.1	6	1.7	0- 0.15	27	50
C	Da -9.6 a -11.1	10	1.75	0- 0.15	28	80

Dove:

- ✓ Nspt = Numero Spt
- ✓ Y = Peso naturale terreno
- ✓ Cu = Coesione non drenata
- ✓ φ = Angolo d'attrito.
- ✓ E = Modulo elastico.

Il piano posa fondazione è previsto a circa -1.0 m da piano campagna attuale, prevalentemente in corrispondenza dell'orizzonte sciolto, in falda (livello idrico a -0.9 m) e con livelli molto sciolti anche fino a -11.1 m da p.c.

RELAZIONE GEOTECNICA AI SENSI DEL DM 14/01/08**1. CAPACITÀ PORTANTE E STIMA CEDIMENTI**

Dagli elaborati in nostro possesso si evince che la profondità del piano posa fondazione sarà a circa -1.0 m da p.c. attuale, ossia su terreno sciolto, in falda (o immediatamente sopra ad essa).

Per l'elaborazione dei calcoli sono stati utilizzati i seguenti parametri geotecnici:

orizzonte B: $\gamma_t = 1.65 \text{ t/m}^3$ $\varphi = 25^\circ$ $E = 30 \text{ kg/cm}^2$

Per quanto riguarda l'ampliamento in oggetto è stata considerata una fondazione tipo trave, con rinterro di 0.7 m, lunghezza 6 m e larghezza 1.0 m e 1.5 m.

È stata presa in considerazione anche una fondazione superficiale tipo plinto, di lato 1.5 e 2 m, rinterro 1 m.

I risultati sono di seguito riportati ed espressi in termini di kg/cm^2 per le portate e carichi e in termini di cm per i cedimenti. Nei calcoli è stato utilizzato l'approccio 1 previsto dalla normativa NTC 2008, considerando lo spettro di risposta sismica locale calcolato dall'analisi di 3° livello.

Trave larghezza 1.0 m

<i>NTC 2008 A1+M1+R1</i>			
	Qult	Rd	Coefficiente fondazione
Terzaghi	1.79	1.79	0.71
Hansen	1.91	1.91	0.76
Meyerhof	1.74	1.74	0.70
<i>NTC 2008 A2+M2+R2</i>			
Autore	Qult	Rd	Coefficiente fondazione
Terzaghi	1.07	0.60	0.43
Meyeoff	1.02	0.57	0.41
Hansen	1.15	0.64	0.46
<i>NTC 2008 A2+M2+R2 + CORREZIONE SISMICA</i>			
Autore	Qult	Rd	Coefficiente fondazione
Terzaghi	1.02	0.56	0.41
Meyeoff	0.98	0.54	0.39
Hansen	1.12	0.62	0.49

Dove Qult= carichi limite e Rd= resistenze di progetto: coefficiente di fondazione (Winkler) Kw in kg/cm^3

Per il calcolo dei cedimenti, è stato utilizzando un carico pari a 0.54 kg/cm^2 (5.4 t/m^2), utilizzando le formule di Terzaghi (Te) e Burland & Burbidge (B&B).

STIMA DEI CEDIMENTI (per carico di 0.54 kg/cm^2)	
Te e B&B	
Te	B&B
3.2	3.3

Trave larghezza 1.5 m

<i>NTC 2008 A1+M1+R1</i>			
	Qult	Rd	Coefficiente fondazione
Terzaghi	1.98	1.98	0.79
Hansen	1.95	1.95	0.78
Meyerhof	1.85	1.85	0.74
<i>NTC 2008 A2+M2+R2</i>			
Autore	Qult	Rd	Coefficiente fondazione
Terzaghi	1.18	0.65	0.47
Meyerhof	1.06	0.59	0.43
Brinch-Hansen	1.15	0.64	0.46
<i>NTC 2008 A2+M2+R2 + CORREZIONE SISMICA</i>			
Autore	Qult	Rd	Coefficiente fondazione
Terzaghi	1.09	0.61	0.44
Meyerhof	1.01	0.56	0.40
Hansen	1.10	0.61	0.44

Dove Qult= carichi limite e Rd= resistenze di progetto Kw: coefficiente di fondazione (Winkler) in kg/cm^3

Per il calcolo dei cedimenti, è stato utilizzando un carico pari a 0.56 kg/cm^2 (5.6 t/m^2), utilizzando le formule di Terzaghi (Te) e Burland & Burbidge (B&B).

STIMA DEI CEDIMENTI (per carico di 0.56 kg/cm^2)	
Te e B&B	
Te	B&B
4.2	4.9

In relazione alle caratteristiche dei terreni di fondazione e alla presenza di acqua, le portate risultano essere basse e i cedimenti alti.

Plinto lato 1.5 m

<i>NTC 2008 A1+M1+R1</i>			
	Qult	Rd	Coefficiente fondazione
Terzaghi	2.51	2.51	1.01
Hansen	3.28	3.28	1.31
Meyerhof	2.92	2.92	1.17
<i>NTC 2008 A2+M2+R2</i>			
Autore	Qult	Rd	Coefficiente fondazione
Terzaghi	1.51	0.84	0.60
Meyerhof	1.67	0.93	0.67
Hansen	1.91	1.06	0.76
<i>NTC 2008 A2+M2+R2 + CORREZIONE SISMICA</i>			
Autore	Qult	Rd	Coefficiente fondazione
Terzaghi	1.45	0.80	0.58
Meyerhof	1.61	0.89	0.64
Hansen	1.88	1.04	0.75

Dove Qult= carichi limite e Rd= resistenze di progetto: coefficiente di fondazione (Winkler) Kw in kg/cm³

Per il calcolo dei cedimenti, è stato utilizzando un carico pari a 0.60 kg/cm² (6.0 t/m²), inferiore alla Rd calcolate, per contenere i cedimenti, utilizzando le formule di Terzaghi (Te) e Burland & Burbidge (B&B).

STIMA DEI CEDIMENTI (per carico di 0.60 kg/cm²)	
Te e B&B	
Te	B&B
2.3	3.7

Plinto lato 2 m

<i>NTC 2008 A1+M1+R1</i>			
	Qult	Rd	Coefficiente fondazione
Terzaghi	2.67	2.67	1.07
Hansen	3.23	3.23	1.29
Meyerhof	3.03	3.03	1.21
<i>NTC 2008 A2+M2+R2</i>			
Autore	Qult	Rd	Coefficiente fondazione
Terzaghi	1.60	0.89	0.64
Meyerhof	1.72	0.95	0.69
Hansen	1.87	1.04	0.75
<i>NTC 2008 A2+M2+R2 + CORREZIONE SISMICA</i>			
Autore	Qult	Rd	Coefficiente fondazione
Terzaghi	1.51	0.84	0.60
Meyerhof	1.63	0.91	0.65
Hansen	1.83	1.02	0.73

Dove Qult= carichi limite e Rd= resistenze di progetto: coefficiente di fondazione (Winkler) Kw in kg/cm³

Per il calcolo dei cedimenti, è stato utilizzando un carico pari a 0.50 kg/cm^2 (5.0 t/m^2), inferiore alla R_d calcolate, per contenere i cedimenti, utilizzando le formule di Terzaghi (Te) e Burland & Burbidge (B&B).

STIMA DEI CEDIMENTI (per carico di 0.5 kg/cm^2)	
Te e B&B	
Te	B&B
2.4	3.9

Anche in questo caso, in relazione alle caratteristiche dei terreni di fondazione e alla presenza di acqua, le portate risultano essere basse e i cedimenti alti.

Occorre precisare che la stima dei cedimenti è da ritenersi indicativa, data l'approssimazione del calcolo delle tensioni in un mezzo eterogeneo e anisotropo, delle variabili legate alla storia tensionale del terreno e della tipologia delle strutture in progetto. In pratica, si applicano modelli semplificati o empirici finalizzati alla stima dei cedimenti stessi, i quali sono soggetti ad un certo margine d'errore. Risultati differenti sono da attribuirsi al diverso approccio teorico delle varie relazioni.

Al fine di aumentare le portate, è possibile realizzare pali di fondazione (trivellati, battuti), al fine di portare i carichi in profondità, anche se la realizzazione di pali infissi potrebbe produrre vibrazioni potenzialmente critiche per la struttura esistente.

L'edificio attuale è stato realizzato su pali, di tipo battuto lunghi 27 m, di diametro 400 mm.

Di seguito si riportano alcuni esempi di pali, battuti e trivellati; i valori sono da intendersi come indicativi e preliminari in quanto devono essere verificati mediante approfondimenti di indagine e/o prove di carico di progetto.

Pali infissi	Ø 350 mm	Ø 400 mm
Lunghezza del palo (m)	Portata ammissibile del palo (t)	Portata ammissibile del palo (t)
24	27	33
26	31	36
28	34	40

Portata ammissibile dei pali infissi assumendo $F_s = 2.5$

Pali trivellati	Ø 500 mm	Ø 600 mm
Lunghezza del palo (m)	Portata ammissibile del palo (t)	Portata ammissibile del palo (t)
22	29	36
24	33	41
26	37	45
28	40	49

Portata ammissibile di palo trivellati assumendo $F_s = 2.5$

Si possono prevedere anche pali trivellati di tipo FDP, ossia pali senza asportazione di terreno, in cui dimensionamento dovrà essere fatto a seguito di indagini specifiche.

In ogni caso si consiglia la realizzazione di pali di prova, preliminari al progetto, con prove di carico, al fine di verificare/definire la portata reale del palo.

Si dovrà comunque effettuare prove di carico sui pali definitivi, in numero previsto dalla normativa vigente.

2. 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 sono previsti fronti di scavo di altezza massima di circa 1 m.

Si ritiene quindi che non vi siano particolari problematiche nella stabilità degli scavi.

In ogni caso si dovrà tenere aperti gli scavi il minor tempo possibile e proteggerli con teli impermeabili in caso di piogge, nel caso di comparsa di venute idriche si dovranno interrompere gli scavi, realizzare dei sistemi di drenaggio e raccolta, e solo in seguito alla loro realizzazione, riprendere gli scavi, bisognerà inoltre evitare il transito dei mezzi, delle persone e la permanenza di carichi in prossimità dei cigli.

In generale per l'esecuzione degli scavi si dovranno seguire le normative vigenti quali:

- **Art. 12 e 13 D.P.R n 164 del 07/01/1956** norme per la prevenzione degli infortuni sul lavoro nelle costruzioni; **art 12** "quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno" **art 13** "Nello scavo di pozzi o trincee profondi più di 1,5 m, quando la consistenza del terreno non dia sufficientemente garanzia di

stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, all'applicazione delle necessarie armature di sostegno”.

- D.L.gs n 494 del 14 Agosto 1996 modificato dal D.L.gs n 528 del 19 Novembre 1999 Attuazione della direttiva 92/57/CEE concernente le prescrizioni minime di sicurezza e di salute da attuare nei cantieri temporanei o mobili.
- Decreto presidente Consiglio dei Ministri 14 ottobre 1997, n. 412 – Regolamento recante l'individuazione delle attività lavorative comportanti rischi particolarmente elevati, per le quali l'attività di vigilanza può essere esercitata dagli ispettori del Lavoro dalle Direzioni Provinciali del Lavoro.

3. SMALTIMENTO ACQUE METEORICHE

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 :

Coefficiente di permeabilità k per vari terreni

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}
<i>Drenaggio</i>	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								

Classificazione del terreno secondo il valore di k

Grado di permeabilità	Valore di k (m/s)
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}

La proprietà in oggetto insiste su depositi costituiti prevalentemente da argille, argille limose e subordinatamente sabbiose.;

In funzione di quanto sopra scritto, la permeabilità è da bassa a molto bassa compresa tra 10^{-7} e 10^{-8} cm/s. La possibilità quindi di smaltire acqua mediante pozzi perdenti, anche in relazione alla presenza della falda, è molto bassa.

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.

4. EVENTUALI INDAGINI INTEGRATIVE

Al fine di verificare la natura e la tipologia dei livelli profondi, per un corretto dimensionamento dei pali di fondazione, nonché prelevare campioni disturbati e indisturbati per prove di laboratorio (di taglio, udometriche, granulometriche, ecc), si possono prevedere 1 – 2 sondaggi a carotaggio continuo, di almeno 25-30 m di lunghezza, con prove spt e di infiltrazione in foro, prelievo e analisi di campioni.

Si consiglia inoltre la realizzazione di scavi di assaggio con il prelievo/analisi chimiche di campioni dal cumulo di terreno di "riporto" presente all'interno dell'area di intervento in esame, per la verifica della salubrità e compatibilità con la destinazione d'uso dell'area.

Si possono eseguire inoltre prove e indagini per la verifica della capacità di infiltrazione idrica per l'eventuale dimensionamento delle opere di accumulo e smaltimento acque meteoriche.

5. CONCLUSIONI

Il progetto prevede l'ampliamento (Piano di Recupero 2) del supermercato esistente in via De Gasperi, nel comune di Molteno.

Sono state valutate le caratteristiche geologiche ed idrogeologiche dell'area in oggetto; è stata inoltre valutata la fattibilità dell'opera in progetto.

Il progetto in esame è compatibile con il contesto geologico-litostratigrafico e vincolistico dell'area in esame;

Sono state eseguite indagini geognostiche, costituite da prove penetrometriche dinamiche e indagini sismiche MASW al fine di caratterizzare il terreno in oggetto da un punto di vista litologico-geotecnico e sismico.

Si è ottenuto un modello stratigrafico dei terreni di fondazione, con i relativi parametri geotecnici.

A seguito dell'indagine MASW è stato eseguito un approfondimento di 2° livello finalizzato alla definizione del Fattore di Amplificazione (Fa) locale.

Il Fattore d'Amplificazione calcolato è maggiore del fattore di amplificazione suolo sismico di tipo D.

È stato così eseguito un approfondimento di 3° livello finalizzato alla definizione dello Spettro Sismico sito specifico.

In base ai dati ottenuti e alle caratteristiche geotecniche dei terreni, sono state valutate fondazioni superficiali tipo trave e tipo plinto (portate e cedimenti); sono state indicate alcune possibili soluzioni con pali di fondazione.

Sono state infine proposte indagini integrative allo scopo di verificare la stratigrafia e le caratteristiche geotecniche dei terreni in profondità, utili sia per la scelta e il dimensionamento esecutivo delle diverse soluzioni di fondazione sia per escludere/verificare fenomeni di liquefazione dei terreni.



A cura di Dott. Geologo Massimo Riva

A handwritten signature in black ink, appearing to read "Massimo Riva".

Con la collaborazione di Dott Geologo Paolo Natale Mantica

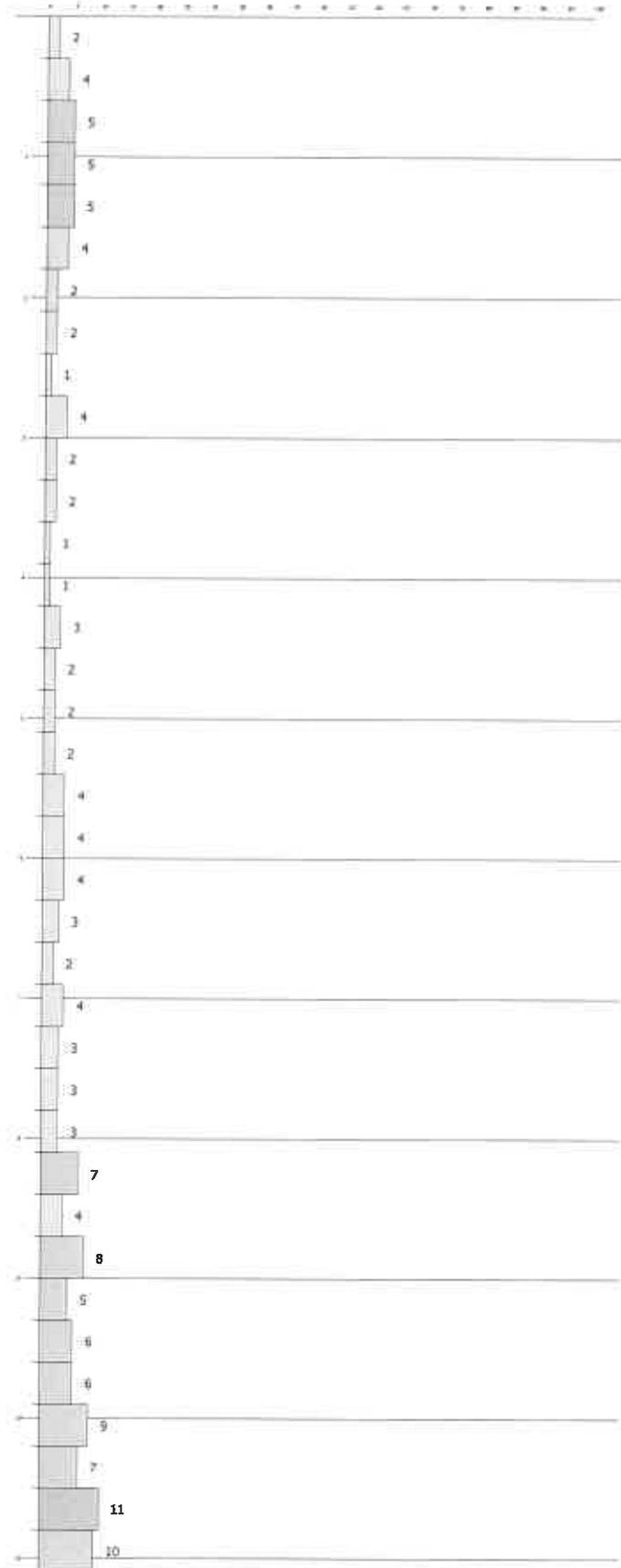
All. 1: Prove scpt – grafici

Committente:
 Cantiere: Molteno
 Località:

Data: 08/03/2017

Scala 1:47

Numero di colpi penetrazione punta



Interpretazione Stratigrafica

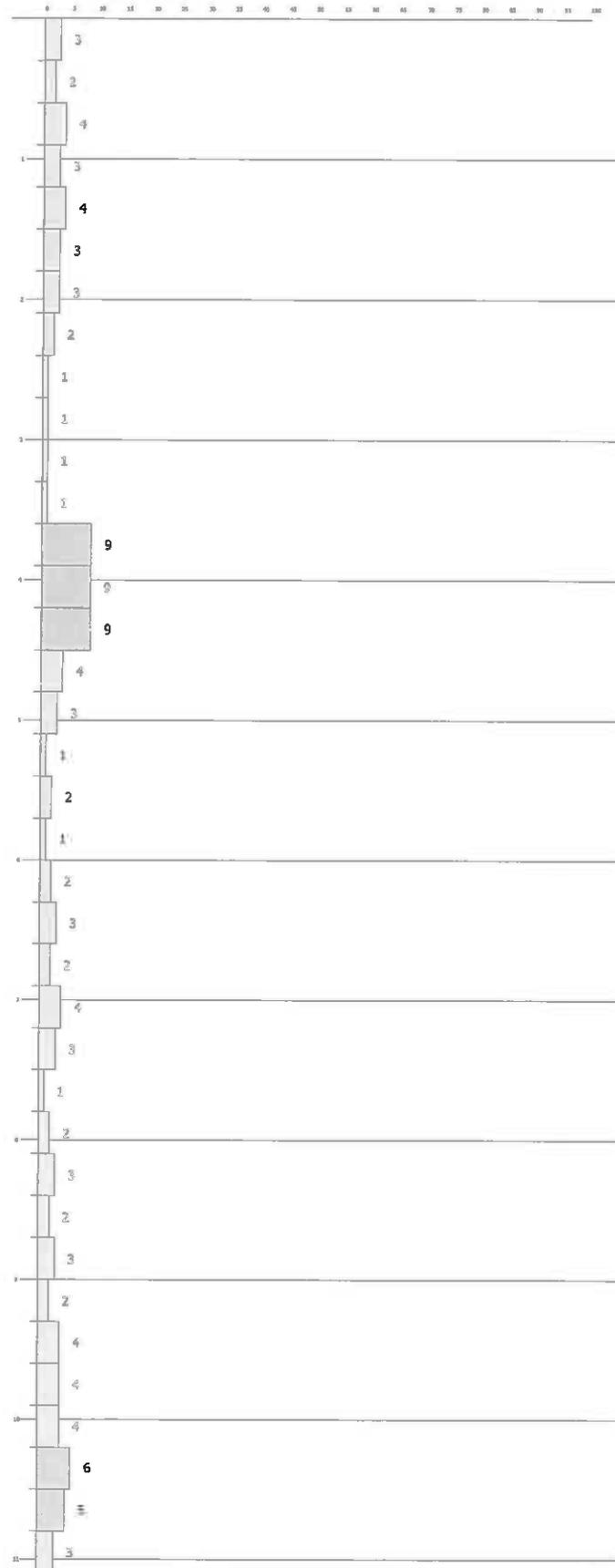
1	180 cm	sabbie limose
2	360 cm	limi e argille
3	570 cm	sabbie e ghiaie

Committente:
 Cantiere: Molteno
 Località:

Data: 08/03/2017

Scala 1:47

Numero di colpi penetrazione punta



Interpretazione Stratigrafica

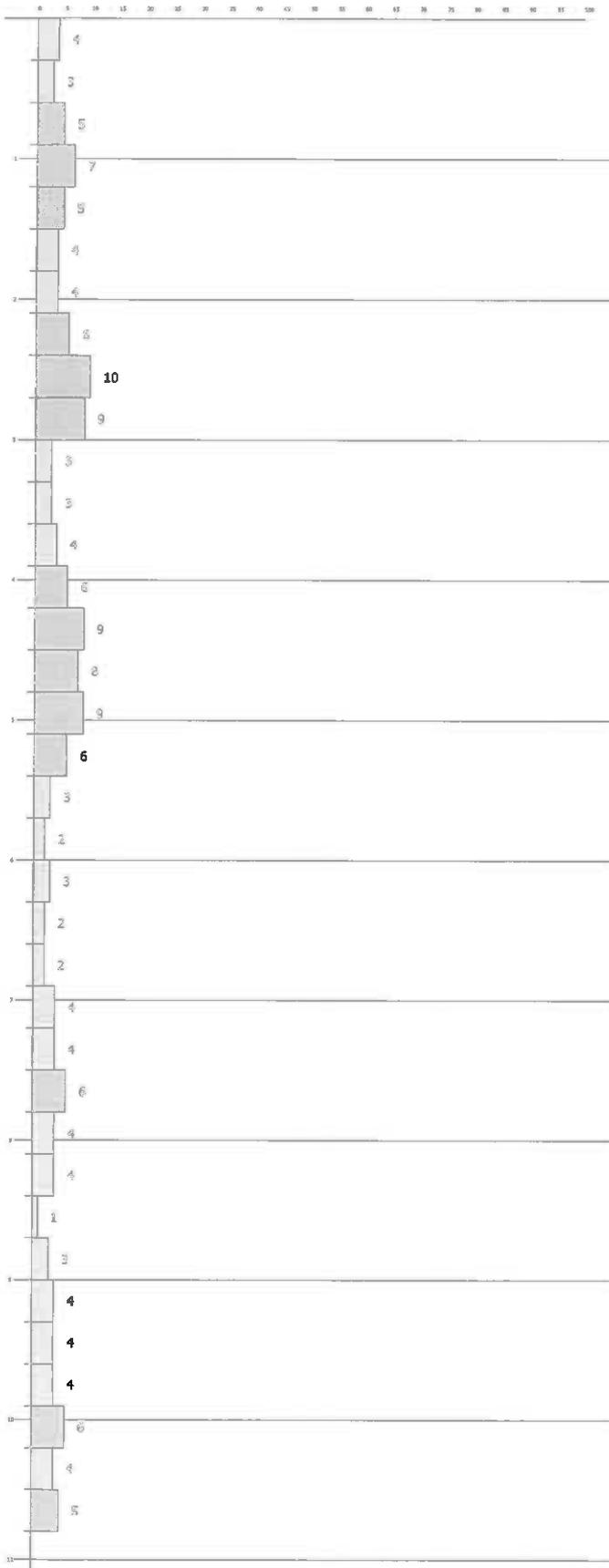
1	210 cm	
2	150 cm	
3	150 cm	
4	270 cm	
5	330 cm	

Committente:
 Cantiere: Molteno
 Località:

Data: 08/03/2017

Scala 1:47

Numero di colpi penetrazione punta



Interpretazione Stratigrafica

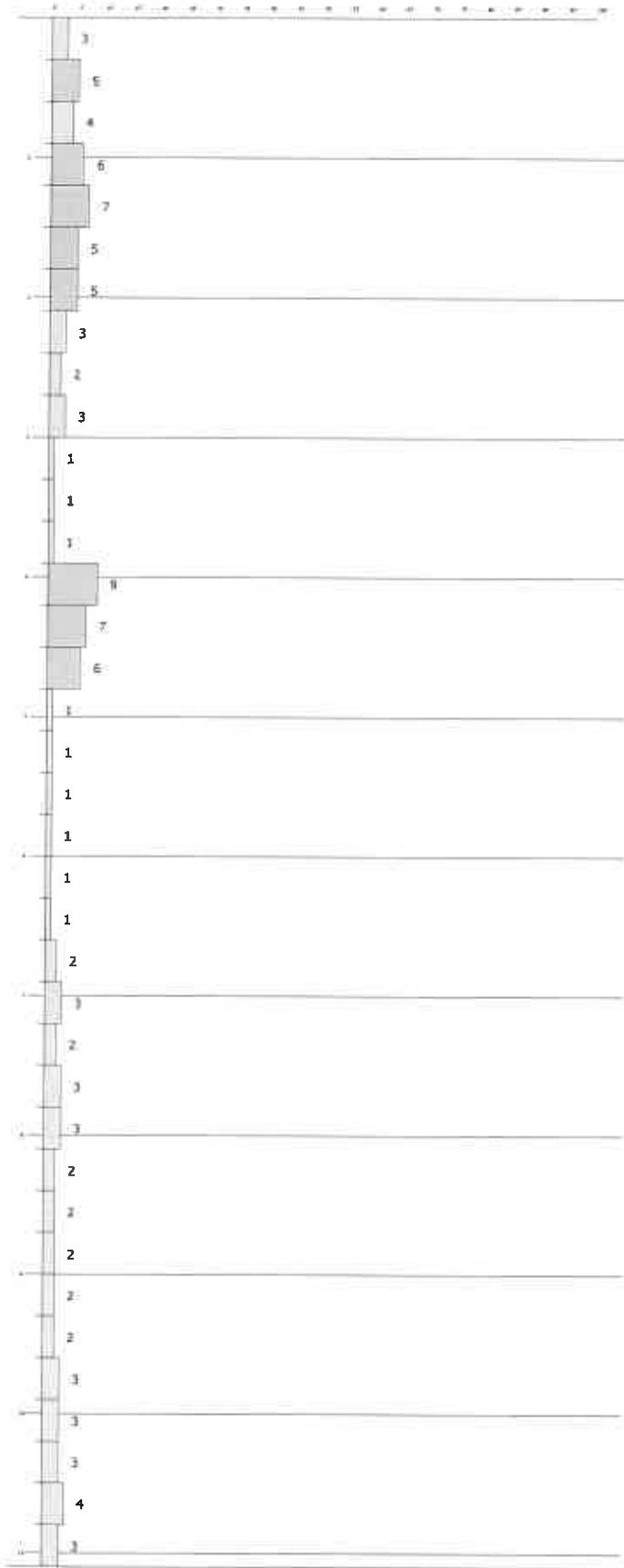
1	210 cm	
2	90 cm	2.4
3	240 cm	
4	540 cm	

Committente:
 Cantiere: Molteno
 Località:

Data: 08/03/2017

Scala 1:47

Numero di colpi penetrazione punta



Interpretazione Stratigrafica

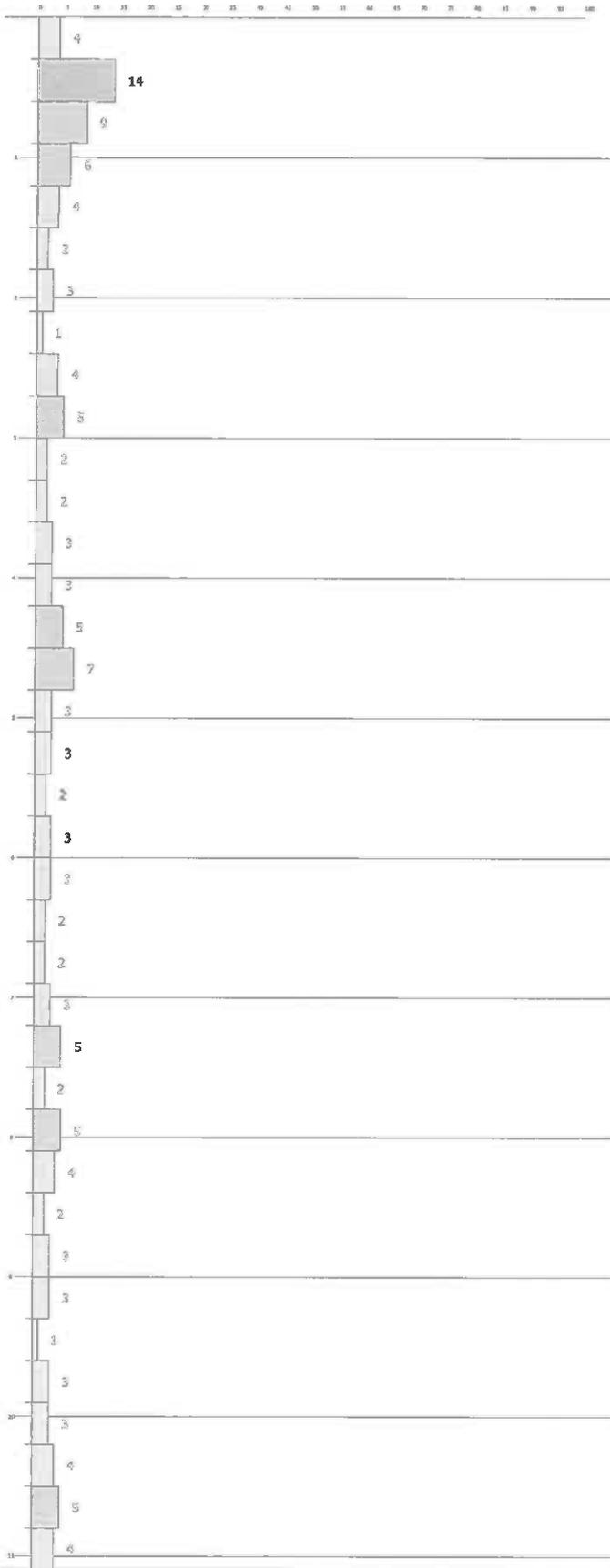
1	240 cm	
2	150 cm	
3	90 cm	
4	180 cm	
n	450 cm	

Committente:
 Cantiere: Molteno
 Località:

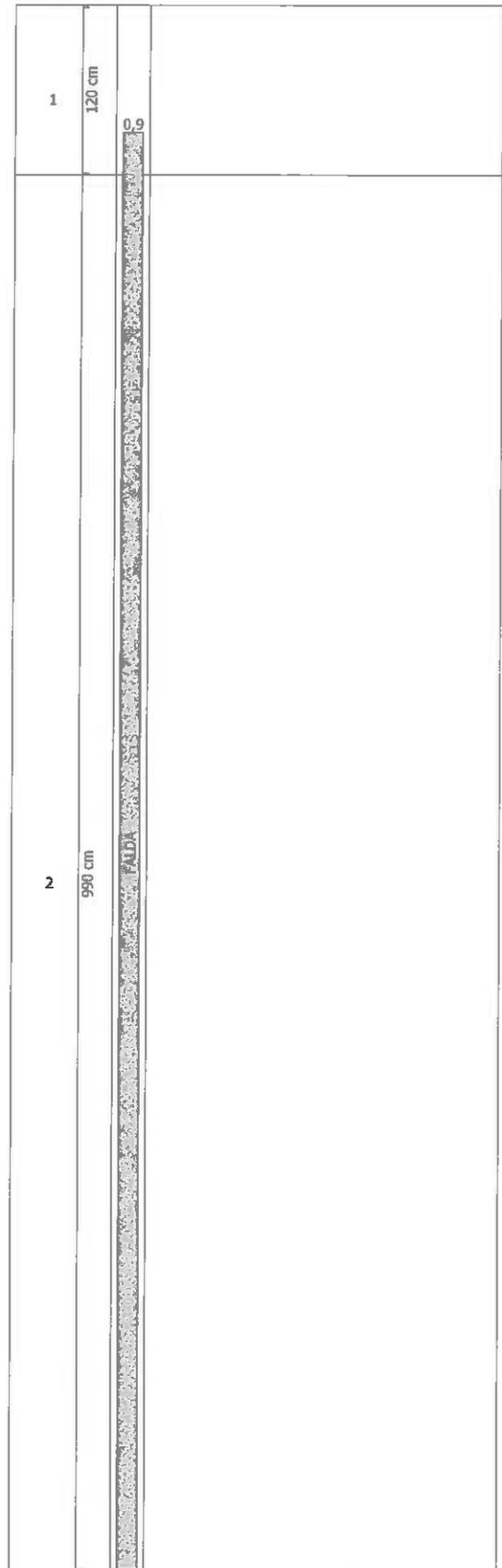
Data: 08/03/2017

Scala 1:47

Numero di colpi penetrazione punta



Interpretazione Stratigrafica

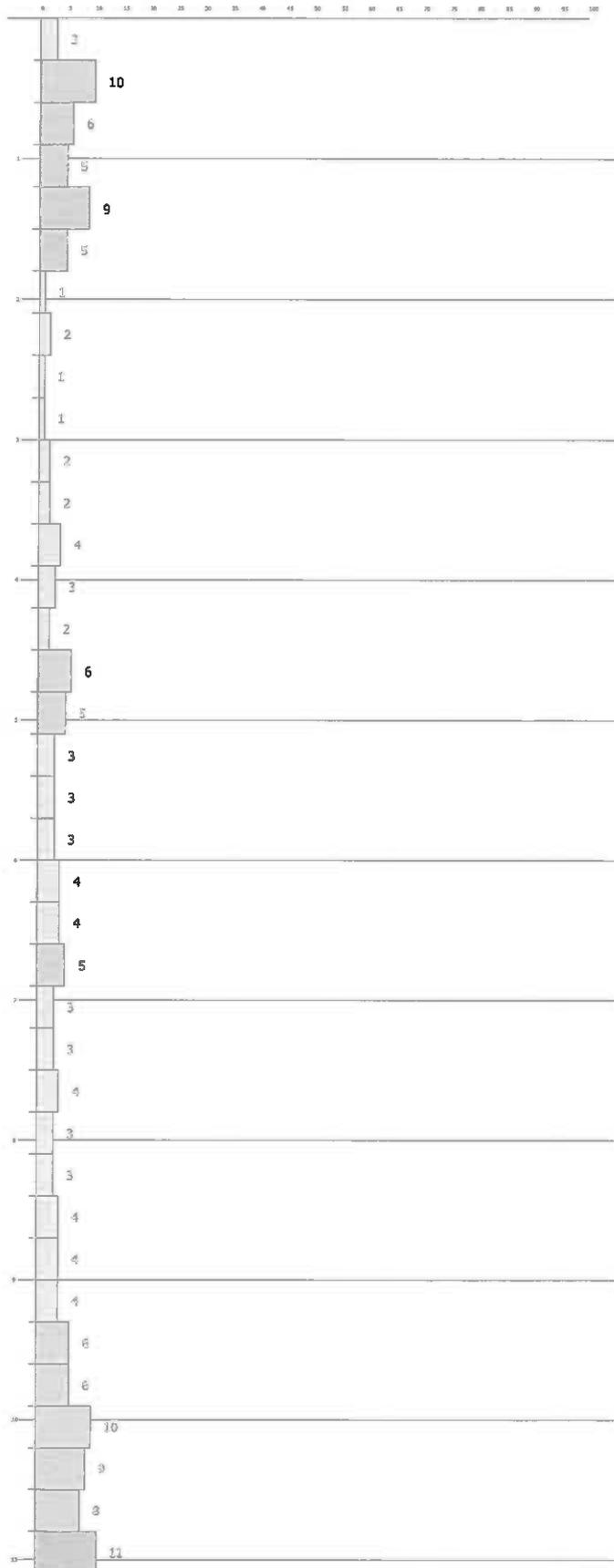


Committente:
 Cantiere: Molteno
 Località:

Data: 08/03/2017

Scala 1:47

Numero di colpi penetrazione punta



Interpretazione Stratigrafica

1	180 cm
2	270 cm
3	510 cm
4	150 cm

All. 2: Stendimento Masw



Sismogramma

LEGENDA

- + Curva di dispersione misurata
- Curva di dispersione calcolata
- Velocità sismica delle onde S
- Modulo di taglio (Mpasca)
- VsX

Il valore approssimato del peso di volume per il calcolo del parametro G è dato dalla formula $D=1.5 + Vs/1000$

PROVA SISMICA VS30

Studio Geologico Tecnico Lecchese

Molteno, Via De Gasperi

Metodologia MASW

VELOCITA' DELLE ONDE S

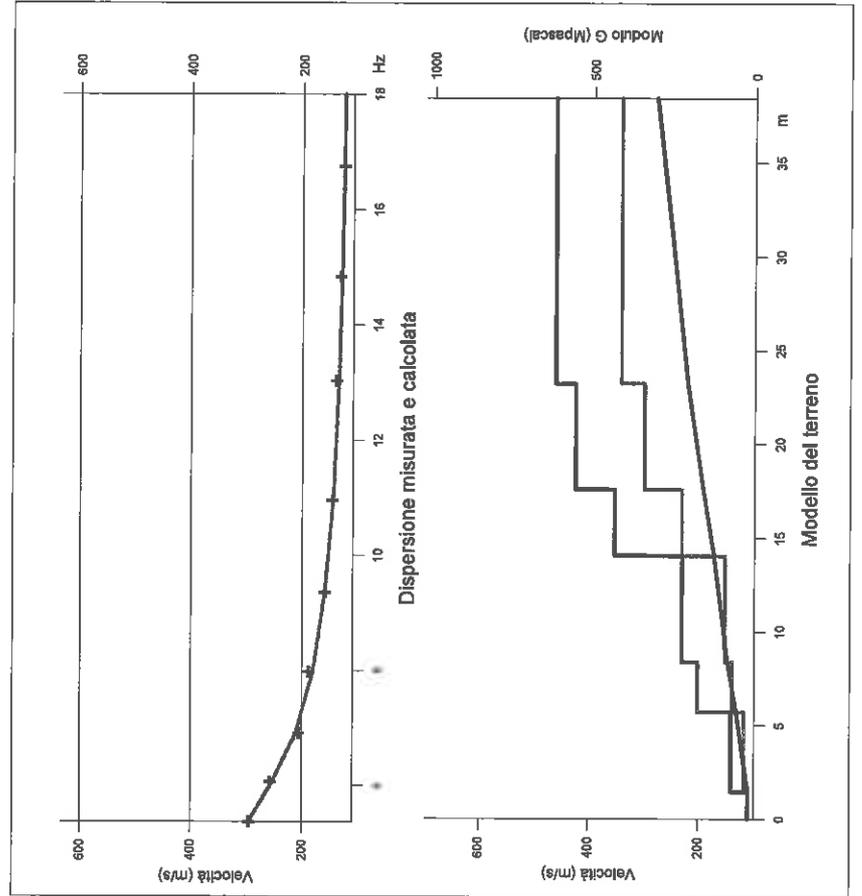
All. 2/a	Gennaio 2017
----------	--------------

EEG S.p.A.
L. 10/01/2001

TABELLA DI CALCOLO

Da Prof.	a Prof.	Vs	H/M	VsX	G
0	1.5	109	.0135	109	19
1.5	5.7	140	.0305	130	32
5.7	8.4	201	.0133	147	69
8.4	14.1	230	.0246	172	92
14.1	17.8	351	.0101	191	228
17.8	23.2	423	.0133	221	344
23.2	38.4	460	.033	278	415

VALORE CALCOLATO VS30 = 250 m/s



All. 3: Documentazione fotografica



Foto 1: Area in oggetto



Foto 2: Area in oggetto



Foto 3: Esecuzione prova scpt



Foto 4: Esecuzione prova scpt



Foto 5: Esecuzione prova scpt



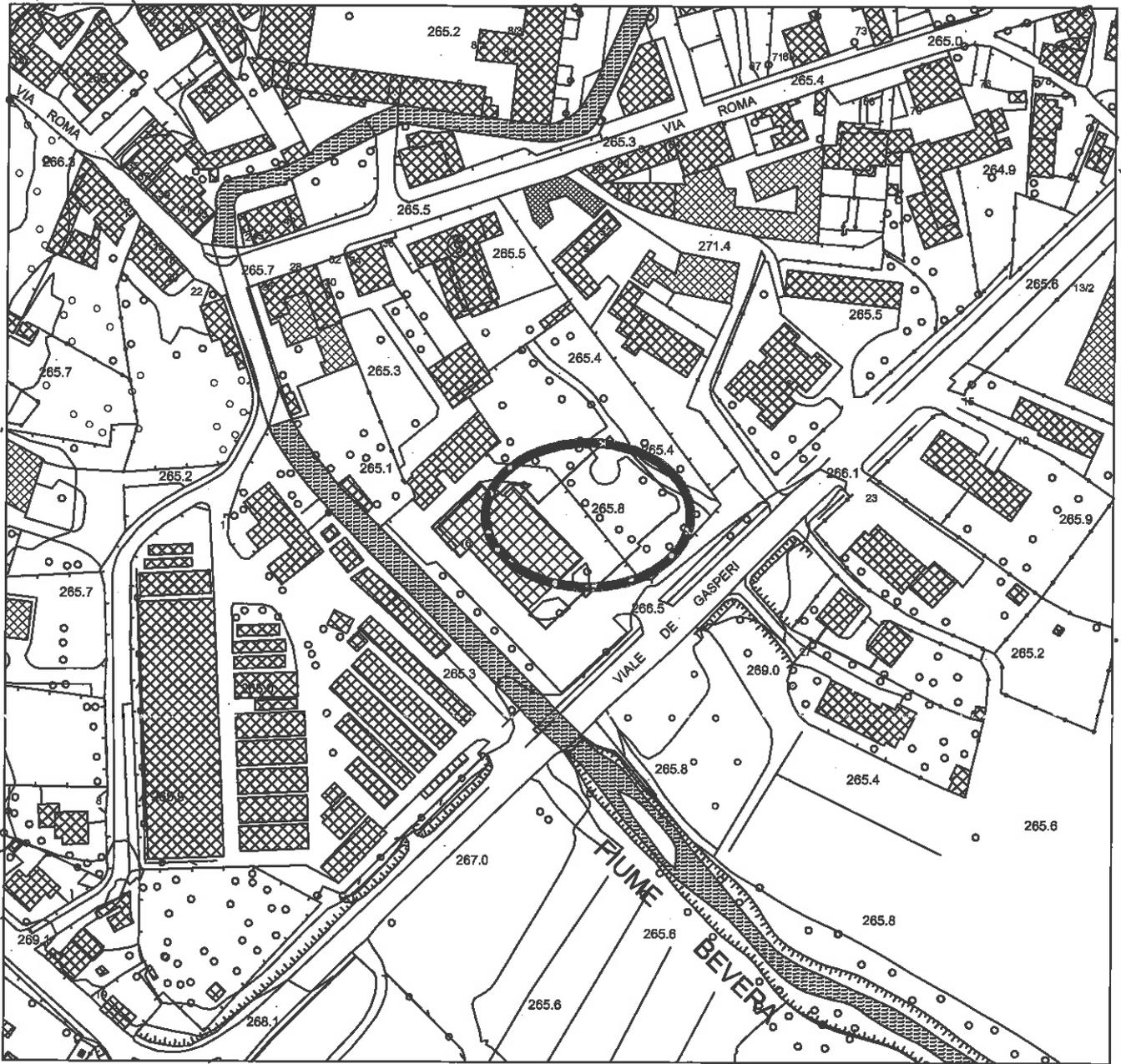
Foto 6: Esecuzione prova scpt



Foto 7: Esecuzione prova scpt



Foto 8: Esecuzione linea sismica MASW



Estratto Carta Tecnica Regionale (Scala 1: 10.000 Supporto CD-Rom)



LEGENDA



Terreno in oggetto

Committente: Orsanigo S.r.l.

Progetto ampliamento edificio commerciale nel comune di Molteno (LC)

Relazione geologica ai sensi del D.M. 14/01/08 e della D.G.R. IX 2616/2011

Relazione geotecnica ai sensi del D.M. 14/01/08

Oggetto: Ubicazione area - DBT

Scala: 1:2.000

Tav. 2

Redatto	Verificato	Approvato
MM	MR	MR

LEGENDA

 Area in oggetto



Depositi glaciali

Formano i rilievi collinari e sono costituiti da accumuli caotici di blocchi e ciottoli eterometrici (clasti che presentano forte grado d'alterazione e alto grado d'arrotondamento) immersi in abbondante matrice arenaceo-limosa. Permeabilità da bassa a discreta $K = 10^{-3}$ a 10^{-5} cm/s; terreni con caratteristiche da mediocri a discrete.



Depositi alluvionali e lacustri inter e post-glaciali

Costituiti da limi, argille ed argille limose con subordinata frazione sabbiosa fine, con livelli torbosi. Permeabilità da bassa a molto bassa $K = 10^{-7}$ a 10^{-8} cm/s. Terreni con caratteristiche geotecniche da mediocri a discrete.



Depositi alluvionali recenti

Occupano le aree depresse, pianeggianti e soggette a ristagno: sono generalmente ricoperte da depositi di tipo argilloso, argilloso-limoso, poco permeabili ($K < 10^{-6}$). Terreni con caratteristiche geotecniche da scadenti a mediocri che presentano ridotte capacità drenanti dei terreni superficiali e bassa soggiacenza della falda freatica.



Depositi antropici



Substrato roccioso subaffiorante ed affiorante

Costituito da rocce calcaree, a cemento arenaceo, stratificate in grossi banchi, gradati e laminati internamente, con clasti ben cementati di dimensioni variabili tra 10 e 20 cm, di origine flyschoidale e di età cretacea superiore. Permeabilità solo per fratturazione.

FORME E PROCESSI LEGATI ALL'ATTIVITA' GLACIALE



Cresta di cordone morenico



Orlo di scarpata morfologica

ELEMENTI IDROLOGICI E IDROGRAFICI



Principale direzione di deflusso idrico profondo



Principale direzione di deflusso delle acque libere superficiali



Torrenti Bevera e Gandalgio



Tratti intubati dei Torrenti Bevera e Gandalgio



Tratti arginati dei Torrenti Bevera e Gandalgio



Tratti perenni del Reticolo Idrografico Secondario



Tratti temporanei del Reticolo Idrografico Secondario



Tratti intubati del Reticolo Idrografico Secondario



Ruscellamento diffuso



Vasche di sedimentazione



Pozzo pubblico ad uso idropotabile



Pozzo in disuso



Area di rispetto di pozzi pubblici ad uso idropotabile ($r=200$ m);
Area di tutela assoluta di pozzi pubblici ad uso idropotabile ($r=10$ m)



Tombotto

Committente: Orsanigo S.r.l.

Progetto ampliamento edificio commerciale nel comune di Molteno (LC)

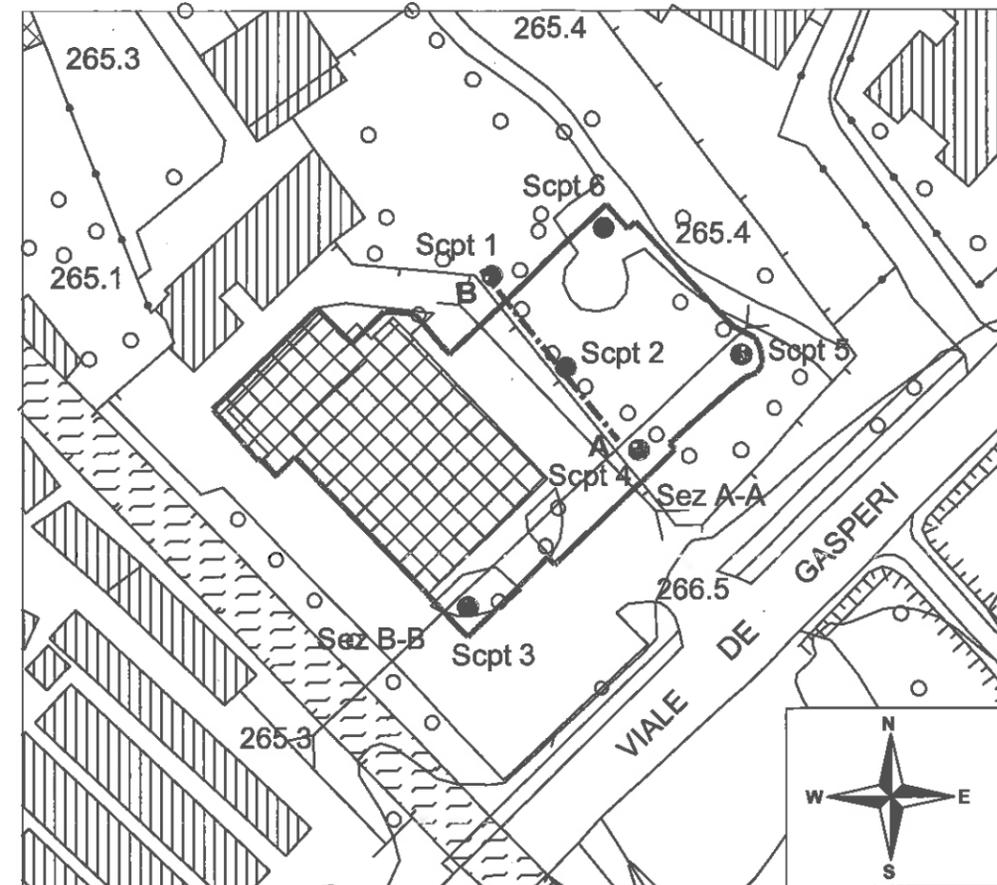
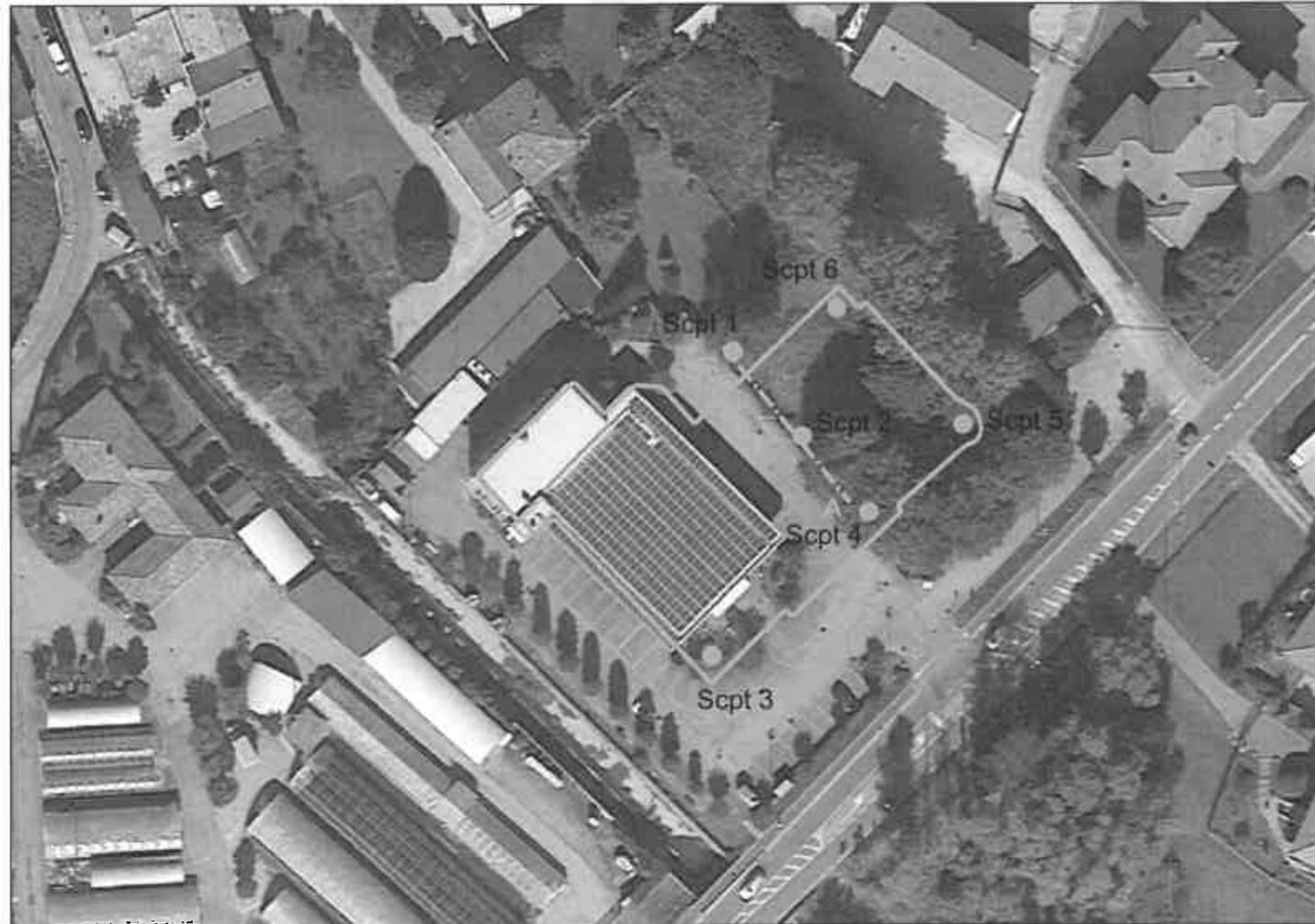
Relazione geologica ai sensi del D.M. 14/01/08 e della D.G.R. IX 2616/2011
Relazione geotecnica ai sensi del D.M. 14/01/08

Oggetto: Carta geologica - morfologica - idrografica

Scala: 1:4.000

Tav. 3

Redatto	Verificato	Approvato
MM	MR	MR



Scala 1:1.000

-  Scpt 4 Prove penetrometriche
-  Linea sismica MASW
-  Sezione geotecnica

Committente: Orsanigo S.r.l.

Progetto ampliamento edificio commerciale nel comune di Molteno (LC)

Relazione geologica ai sensi del D.M. 14/01/08 e della D.G.R. IX 2616/2011
 Relazione geotecnica ai sensi del D.M. 14/01/08

Oggetto: ubicazione indagini

Scala: 1:1.000

Tav. 4

Redatto	Verificato	Approvato
PM	MR	MR

Sezione A-A

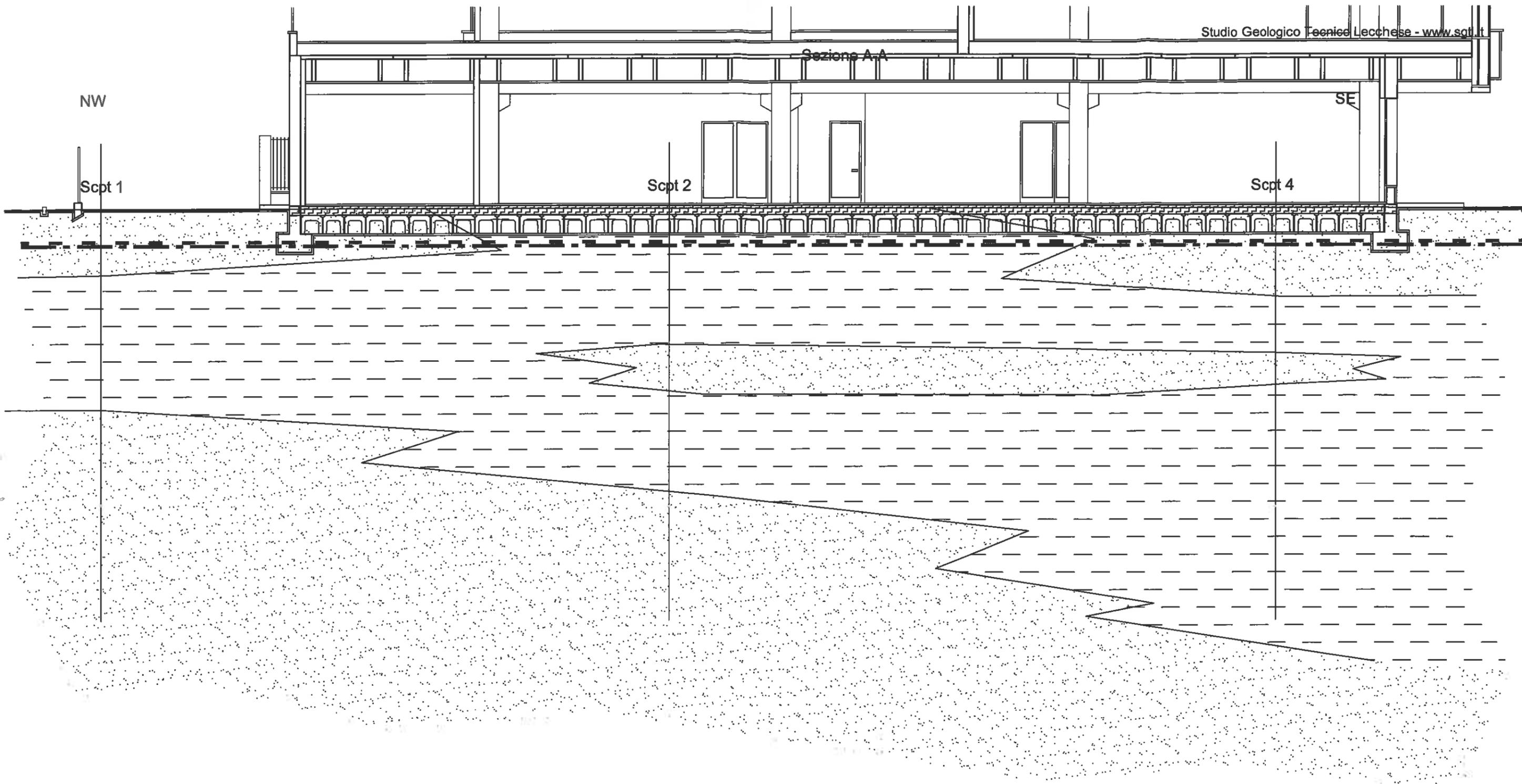
NW

SE

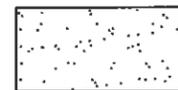
Scpt 1

Scpt 2

Scpt 4



Terreno molto sciolto
(Nspt=1-3)



Terreno sciolto
(Nspt=4-8)



Falda idrica locale (livello misurato il 25.01.17)



Piano posa fondazione

Committente: Orsanigo S.r.l.

Progetto ampliamento edificio commerciale nel comune di Molteno (LC)

Relazione geologica ai sensi del D.M. 14/01/08 e della D.G.R. IX 2616/2011
Relazione geotecnica ai sensi del D.M. 14/01/08

Oggetto: sezione geotecnica A-A

Scala: 1:100

Tav. 5

Redatto	Verificato	Approvato
PM	MR	MR

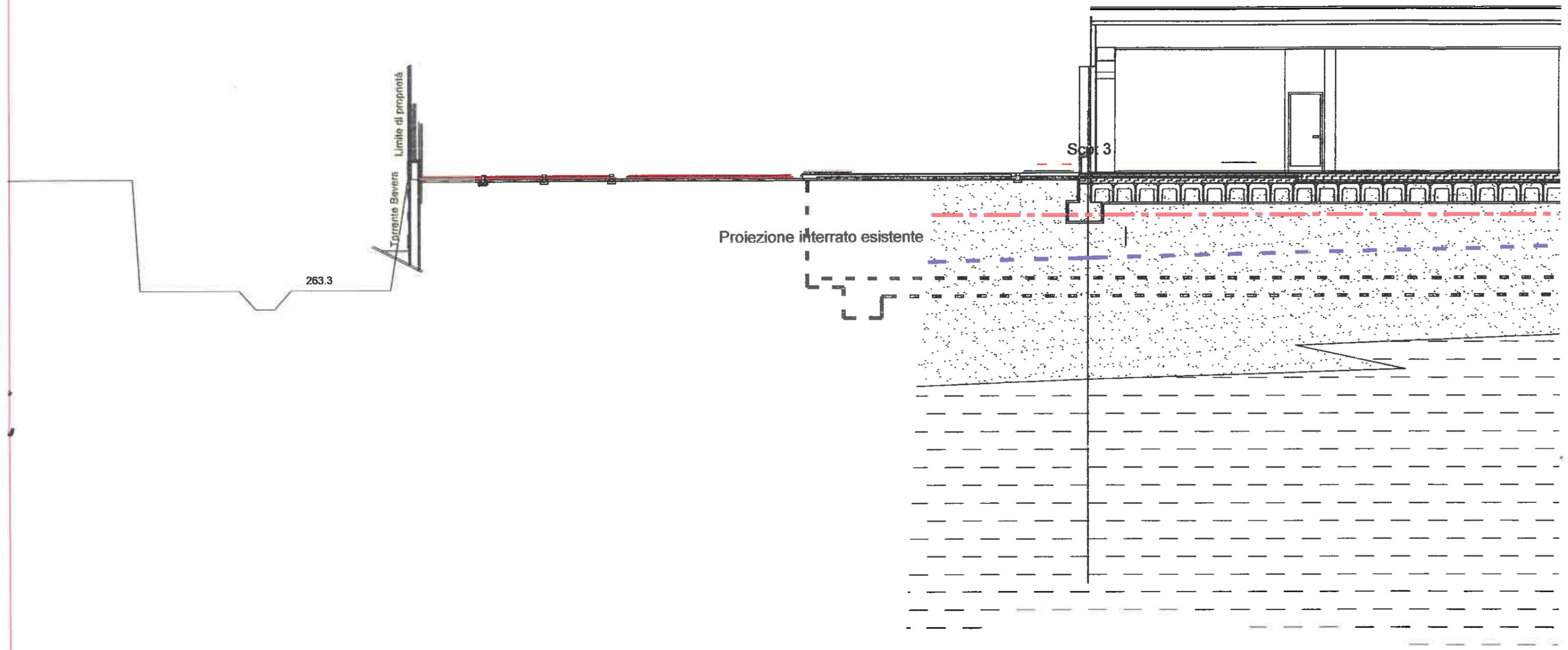
SW

Ipotesi Bovera
Limite di proprietà

263.3

Proiezione interrato esistente

Scp 3

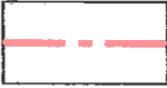


SW

Sezione B-B

Scop 3

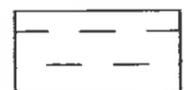
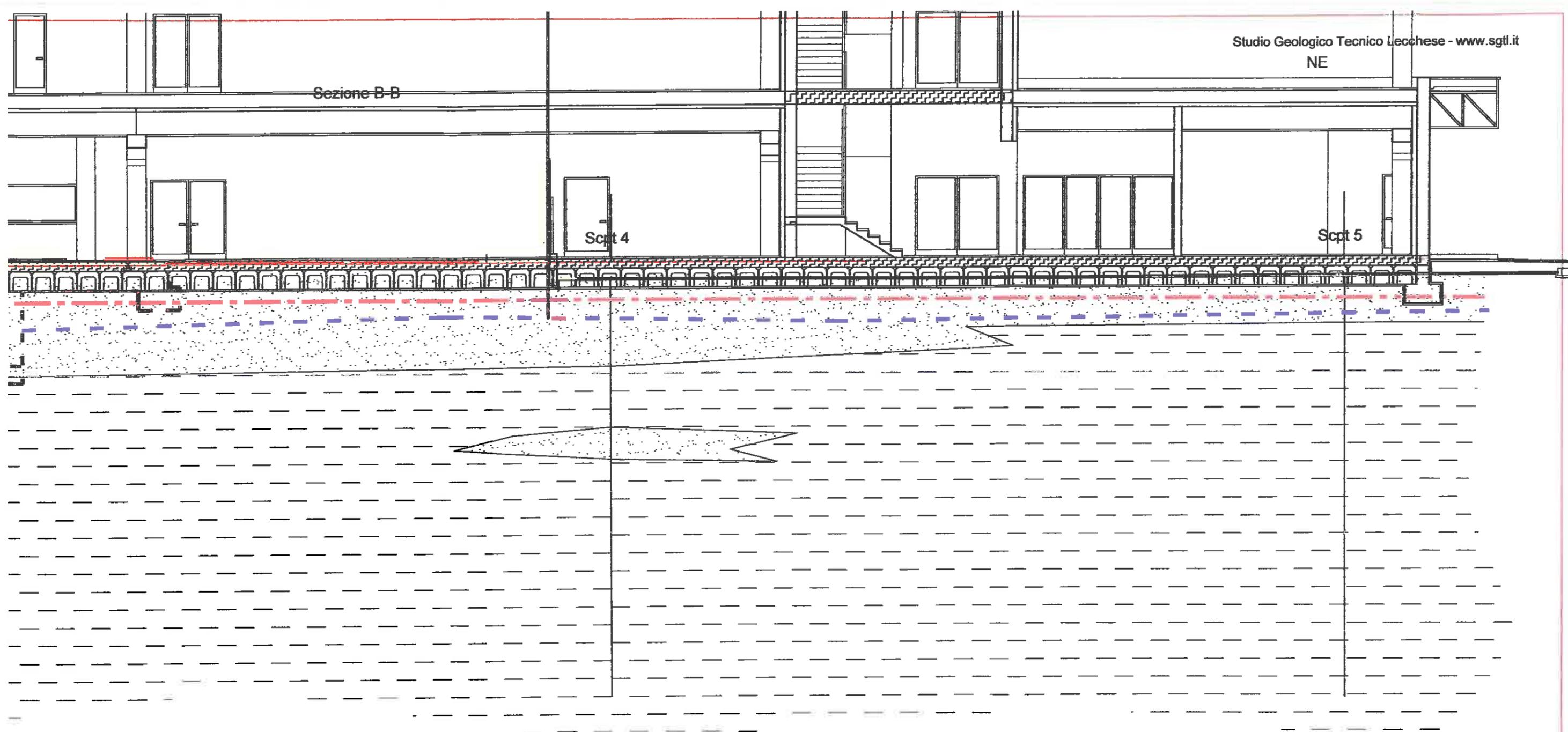
Proiezione interrato esistente

-  Terreno molto sciolto (Nspt=1-4)
-  Terreno sciolto (Nspt=5-9)
-  Falda idrica locale (livello misurato il
-  Piano posa fondazione

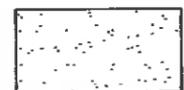
Sezione B-B

Scpt 4

Scpt 5



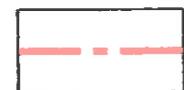
Terreno molto sciolto
(Nspt=1-4)



Terreno sciolto
(Nspt=5-9)



Falda idrica locale (livello misurato il 25.01.17)



Piano posa fondazione

Committente: Orsanigo S.r.l.

Progetto ampliamento edificio commerciale nel comune di Molteno (LC)

Relazione geologica ai sensi del D.M. 14/01/08 e della D.G.R. IX 2616/2011
Relazione geotecnica ai sensi del D.M. 14/01/08

Oggetto: sezione geotecnica B-B

Scala: 1:100

Tav. 6

Redatto	Verificato	Approvato
PM	MR	MR