





Dott Geologo Michele Salvatore  
Ordine dei Geologi della Lombardia n° iscr. 1326  
Via Dante Alighieri, 239/b

MAZZUCHELLI 1849 S.p.a.  
PROPOSTA PRELIMINARE DI PIANO ATTUATIVO AMBITO DI TRASFORMAZIONE AT07  
Via Beccaria in Comune di TRADATE  
RELAZIONE DI COMPATIBILITÀ GEOLOGICA (ai sensi della DGR 2616/2011)  
e PROGETTO PRELIMINARE DI INVARIANZA IDRAULICA E IDROLOGICA ai sensi del R.R.  
n. 7 del 23 novembre 2017 e successiva modifica con R.R. n.8 del 19 aprile 2019

Castelseprio, agosto 2019

## INDICE

1. Premessa
2. Inquadramento geografico
3. Inquadramento geologico, geomorfologico e idrografico
4. Inquadramento sismico
5. Stato di fatto dell'area di indagine
6. Confronto tra le caratteristiche architettoniche del progetto e il quadro vincolistico dell'area
7. Prima caratterizzazione geotecnica dell'area
  - 7.1 Caratteri litologici
  - 7.2 Caratteristiche geotecniche desunte dallo studio geologico a supporto del pgt di tradate
  - 7.3 Caratteristiche geotecniche ricavate dalle indagini condotte sul sito AT07
  - 7.4 verifica della sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi
  - 7.5 Verifica agli stati limite di esercizio – valutazione dei cedimenti dei terreni di fondazione
  - 7.6 Risultati
8. Assetto idrogeologico dell'area e progetto preliminare di Invarianza Idraulica e Idrologica
  - 8.1 Assetto Idrogeologico
  - 8.2 Progetto di Invarianza Idraulica ai sensi del R.R. n. 7 del 23 novembre 2017 e successiva modifica con R.R. n.8 del 19 aprile 2019
    - 8.2.1 Acquisizione dei dati di ingresso per la definizione del progetto di invarianza
    - 8.2.2 Progetto per lo smaltimento dei volumi di acqua nel sottosuolo
      - 8.2.2.1 Acque di prima pioggia
      - 8.2.2.2 Caratteristiche idrauliche dei terreni in sito e sistema di smaltimento
      - 8.2.2.3 Descrizione dell'impianto di raccolta delle acque meteoriche
      - 8.2.2.4 Manutenzione ordinaria e straordinaria
9. Indagini geognostiche suppletive da eseguire in fase esecutiva
10. Conclusioni
  - Allegati:
  - Grafici e tabelle prove penetrometriche
  - Interpretazione colonne stratigrafiche

## 1 PREMESSA

Il seguente documento costituisce l'inquadramento geologico e una analisi per verificare la compatibilità geologica del progetto a carattere commerciale, relativo al Piano Attuativo di iniziativa privata da realizzarsi sul sito di Via Beccaria, denominato AT07, in Comune di Tradate.

## 2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area di indagine, definita nel Documento di Piano del PGT di Tradate come Ambito di Trasformazione a destinazione commerciale e produttiva, è localizzata nel settore centro occidentale del territorio di Tradate. Percorrendo la Statale Varesina da Saronno in direzione Varese, dopo aver attraversato la rotonda del centro commerciale "Le Fornaci", si prosegue per circa 600 m e si svolta sinistra imboccando Via Beccaria: l'ingresso al sito si trova dopo circa 50 m sulla sinistra (figura 1).

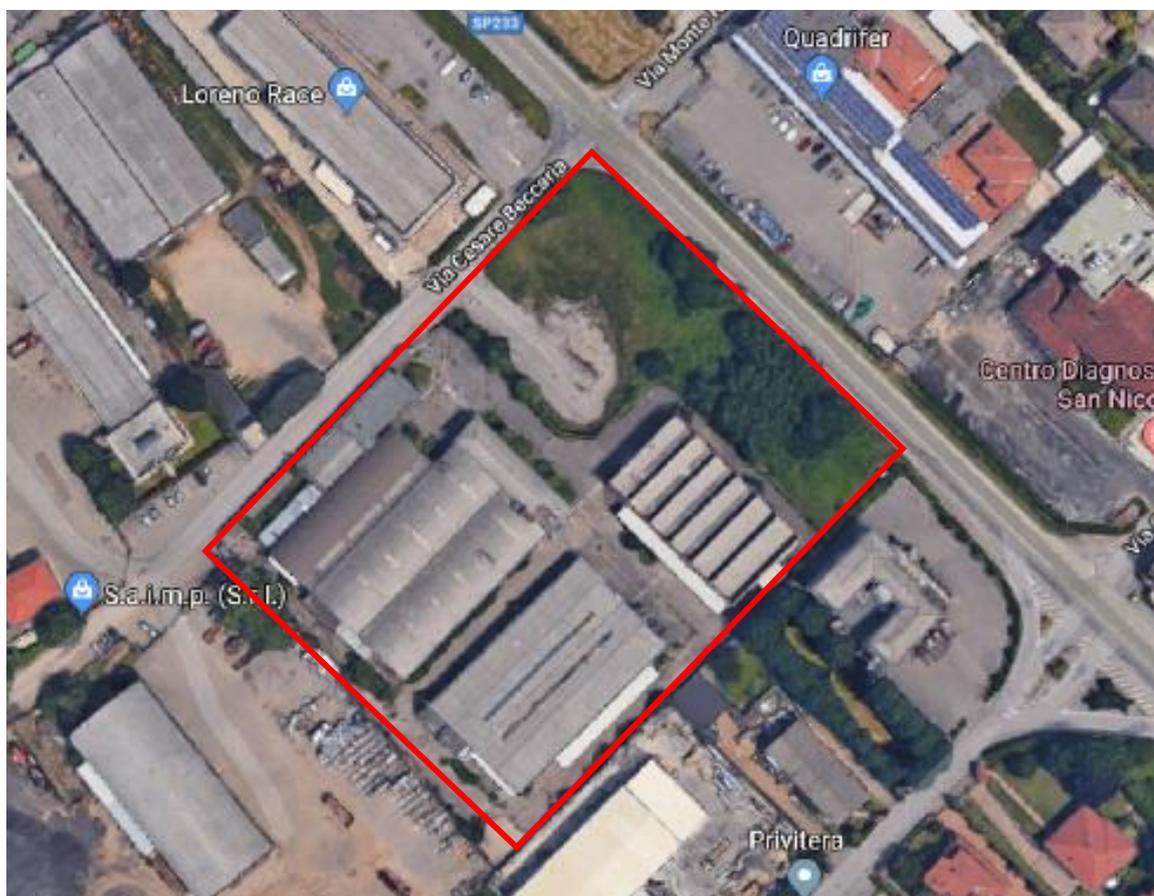


Figura 1: Ambito di trasformazione AT07 delimitato in rosso

L'area AT07 risulta essere attualmente dismessa. Il sito è stato caratterizzato e bonificato nel corso dell'anno 2008 con certificazione della Provincia di Varese (settore Ecologia ed Energia) datata 17/10/2008.

La quota altimetrica media, su una superficie complessivamente sub pianeggiante, è di circa 291 s.l.m. (figura 2)

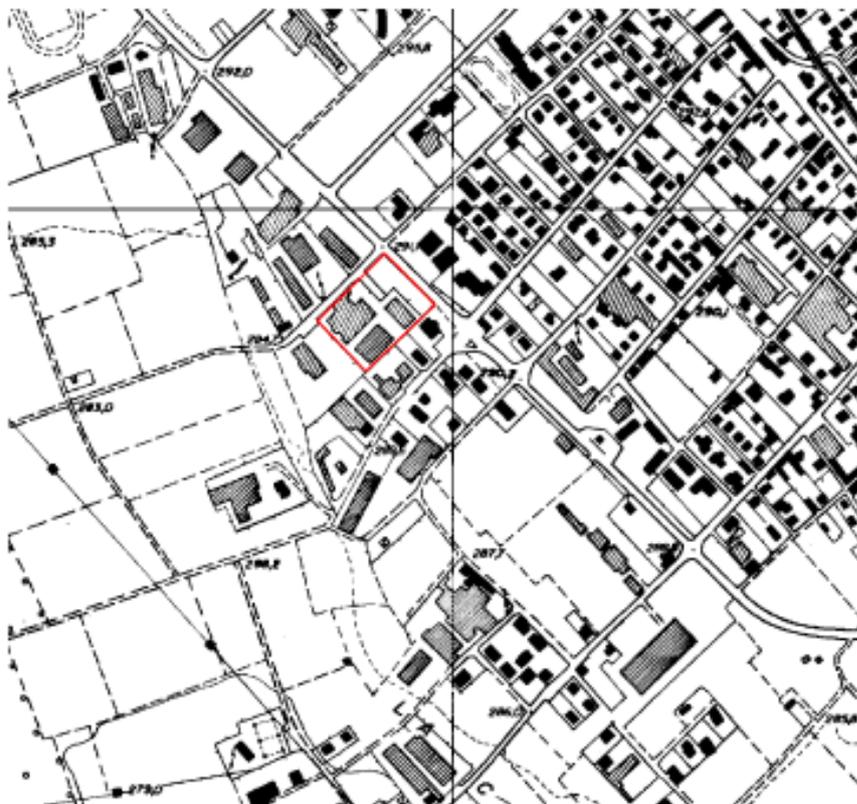
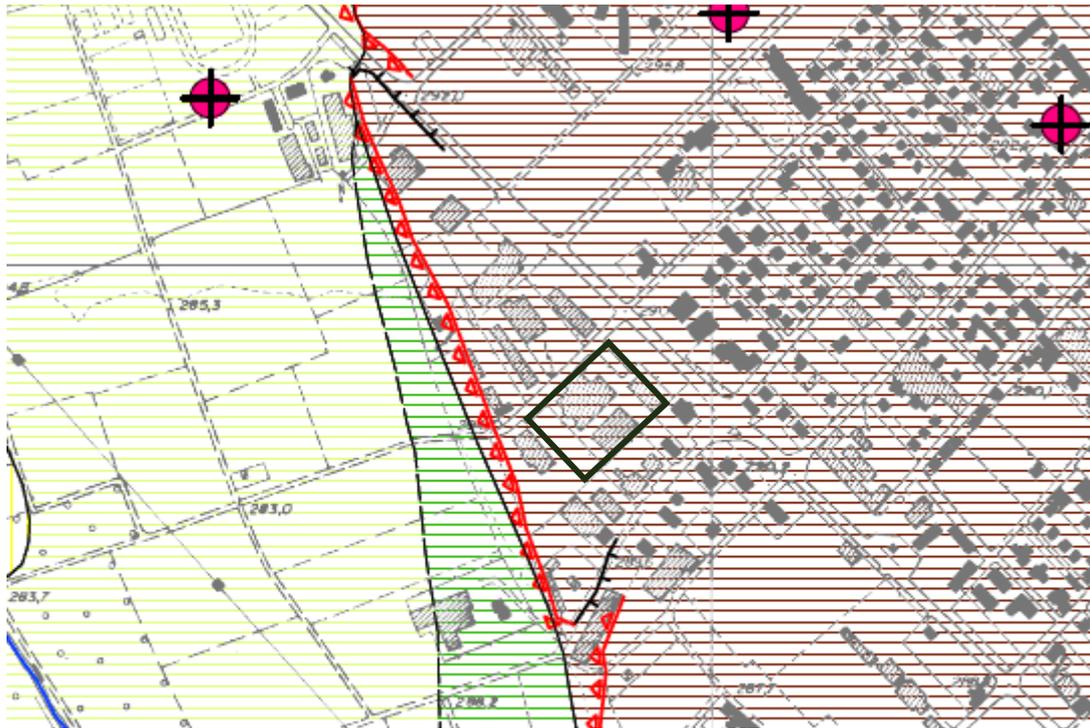


Figura 2: Ambito di trasformazione AT07 delimitato in rosso su stralcio CTR 1:10000

### **3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E IDROGRAFICO**

Il terreno sul quale è posizionato l'ambito AT07 è di origine fluvioglaciale. In particolare le litologie appartengono all'Unità di Tradate (Riss, circa 300.000 anni fa), costituita in prevalenza da Ghiaie a supporto clastico, in matrice limoso – argillosa, di colore marrone ocraceo, spesso sormontate da un livello di materiale fine (loess).

L'area risulta essere sub pianeggiante e giace sul terrazzo fluvioglaciale di Tradate che si trova in zona centrale rispetto agli altri due terrazzi presenti nel territorio comunale: Il Pianalto ferrettizzato della Pineta di Tradate e Appiano gentile ad Est e la Piana di Lonate Ceppino ad Ovest (figura 3).



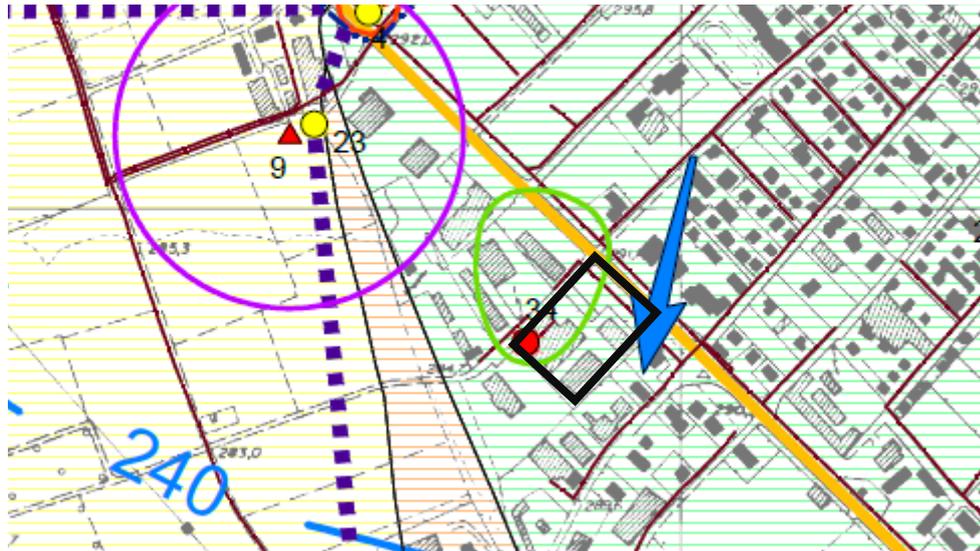
- UT** *Unità di Tradate - assimilata all'Alloformazione di Albizzate (Fluvioglaciale Riss A.A.)*  
Depositi fluvioglaciali prevalentemente grossolani (ghiaie a supporto clastico con matrice limoso argillosa di colore marrone ocreo); presenza di un livello superiore di limi argillosi massivi (loess); grado di alterazione medio (clasti carbonatici argillificati e metamorfici fortemente alterati).
- LO** *Unità di Lonate Ceppino - assimilata all'Allogruppo di Besnate indifferenziato (Fluvioglaciale Würm A.A.)*  
Depositi fluvioglaciali (ghiaie a supporto clastico, localmente a supporto di matrice sabbiosa). Locale presenza di livelli sabbiosi ben selezionati; grado di alterazione debole ai danni di clasti carbonatici.
- FO** *Unità del T. Fontanile - assimilata all'Alloformazione di Bodio (Fluvioglaciale Würm A.A.)*  
Depositi di piana alluvionale deposti dal Torrente Fontanile (sedimenti prevalentemente sabbioso-limosi con rari ciottoli e alternanza di livelli ghiaiosi).

-  Orlo di terrazzo
-  Punto di riferimento stratigrafico (scavi di cantiere e affioramenti naturali)
-  Reticolo idrico

Figura 3: estratto della Tavola 1 (Carta di Inquadramento Geologico) allegata allo studio Geologico a supporto del PGT di Tradate con area di interesse delimitata in verde scuro (Dott. Geol. Marco Parmigiani – giugno 2014 -scala 1:10000).

Sull'area di indagine e nel suo intorno non sono presenti corsi d'acqua.

La falda libera si trova a circa 43 m di profondità dal piano campagna. A sud ovest del sito di interesse è presente un pozzo pubblico (numero 34). L'area viene definita a medio grado di vulnerabilità con permeabilità bassa (figura 4).



GRADO DI PERMEABILITA' DEI TERRENI SUPERFICIALI				GRADO DI VULNERABILITA'					CARATTERISTICHE DELL'ACQUIFERO	
A	M	B	BB	ee	e	a	m	b		bb
										Acquifero di tipo libero in materiali alluvionali, protetto in superficie da depositi prevalentemente fini di spessore inferiore a 5 m. Soggiacenza della falda inferiore a 35 m.
										Acquifero di tipo libero in materiali alluvionali. Soggiacenza della falda inferiore a 35 m.
										Acquifero di tipo libero in materiali alluvionali <u>protetto in superficie</u> da depositi prevalentemente fini di <u>spessore inferiore a 5 m</u> . Soggiacenza della falda superiore a 35 m.

- 310** — Linee isopiezometriche della falda principale e relative quote (m s.l.m.)
- Direzioni locali del flusso idrico sotterraneo
- Zona di rispetto delle opere di captazione ad uso idropotabile definita con criterio geometrico ( $r = 200$  m dall'asse del pozzo), nella quale è vietato l'insediamento dei centri di pericolo definiti dall'art. 94 del D. Lgs. 152/06 e s.m.i.
- Proposta di zona di rispetto in istruttoria, definita con criterio temporale ( $t = 60$  gg, D.G.R 15137/96)
- Zona di rispetto delle opere di captazione di acque destinate al consumo umano definite con criterio temporale ( $t = 60$  gg, D.G.R 15137/96).
- 1** ..... Traccia delle sezioni idrogeologiche
- Pozzo di pubblico acquedotto
- Pozzo chiuso

Figura 4: estratto della Tavola 2 (Idrogeologia, Piezometria e vulnerabilità degli acquiferi) allegata allo studio Geologico a supporto del PGT di Tradate con area di interesse delimitata in nero (Dott. Geol. Marco Parmigiani – giugno 2014 -scala 1:10000).

## 4 CLASSE DI FATTIBILITÀ, QUADRO VINCOLISTICO, NORME GEOLOGICHE DI PIANO E PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

### 4.1 FATTIBILITÀ GEOLOGICA

Nella Carta di Fattibilità facente parte dello Studio Geologico a supporto del PGT Locale (Dott. Geol. Marco Parmigiani – giugno 2014), l'intera area oggetto della presente relazione ricade in Classe 2b ovvero: fattibilità con modeste limitazioni di carattere geotecnico (figura 5).



<b>2b</b>	Aree pianeggianti costituite da terreni eterogenei alterati con stato di addensamento da "sciolti" a "mediamente addensati" e soprastanti orizzonti fini con stato di consistenza da "tenero" a "medio". Possibile presenza di acque di primo sottosuolo e cavità geologiche di dimensioni metriche "occhi pollini" che si rinnovano nei primi 10 m di profondità.	Favorevole con modeste limitazioni di carattere geotecnico.		IGT	Sono sempre da prevedere opere per la regimazione delle acque meteoriche (RE) e l'eventuale drenaggio di acque di primo sottosuolo (DR).
Aree pianeggianti con terreni eterogenei				IGT	
				IGT	
				IGT	
<b>3b</b>	La classe comprende: • Aree di versante con pendenze blande (inclinazione media compresa tra 10° e 20°) di raccordo tra i terrazzi morfologici • Aree potenzialmente franose caratterizzate da pericolosità bassa (H2) o molto bassa (H1 - H2), individuate tramite specifico studio Generalmente stabili ma con possibile interessamento ed innescò di locali fenomeni di dissesto gravitativo soprattutto a seguito di azioni di scavo e sbancamento non adeguatamente condotte. Possibile presenza di acque di primo sottosuolo e cavità geologiche di dimensioni metriche "occhi pollini" che si rinnovano nei primi 10 m di profondità.	Favorevole con consistenti limitazioni di carattere geotecnico e geomorfologico che richiedono verifiche locali per la corretta progettazione degli interventi, al fine di prevenire lo sviluppo di dissesti connessi ad azioni antropiche non adeguatamente progettate.		IGT - SV	Sono sempre da prevedere opere per la regimazione delle acque meteoriche (RE), l'eventuale drenaggio di acque di primo sottosuolo (DR) e opere per la difesa del suolo (DS).
Area di versante con pendenze blande				IGT - SV	
				IGT - SV	
				IGT - SV	
<b>4a</b>	Aree adiacenti ai corsi d'acqua, estese per 10 m dagli argini ed eccezionalmente ridotte a 2 m per i tratti intubati del Fosso Re e del T. Croesa, da mantenere a disposizione per consentire l'accessibilità per interventi di manutenzione e per la realizzazione di interventi di difesa. Aree direttamente coinvolgibili dai fenomeni di dissesto con pericolosità elevata. Comprendono le aree coinvolgibili dai fenomeni con pericolosità molto elevata (Ee del P.A.I.).	Non favorevole per le gravi limitazioni di carattere idraulico. Sono esclusivamente consentiti gli interventi così come definiti dall'art. 9, comma 5 delle N.T.A. del P.A.I.		IGT - VCI	Sono raccomandabili unicamente gli interventi di regimazione idraulica e opere per la difesa dell'esistente (RE).
Aree adiacenti ai corsi d'acqua				IGT - VCI	

**Z4**

Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi con presenza di bedrock sismico a profondità inferiori a 30m

Zona con depositi glaciali e fluvio-glaciali antichi con caratteri litologici e geomorfologici che la rendono equiparabile a "zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (compresi le coltri loessiche)" con presenza di bedrock sismico a profondità inferiori a 30m

Figura 5: estratto della Tavola 14/a sud (Carta della fattibilità geologica delle azioni di piano) allegata allo studio Geologico a supporto del PGT di Tradate con area di interesse delimitata in verde (Dott. Geol. Marco Parmigiani – giugno 2014 -scala 1:5000

Di seguito viene riportato un estratto delle Norme geologiche di Piano allegate alla Relazione Tecnica dello Studio Geologico del PGT di Tradate (Dott. Geol. Marco Parmigiani – aggiornamento giugno 2014):

***Classe 2b – Aree pianeggianti con terreni eterogenei***

*Principali caratteristiche*

*Aree pianeggianti costituite da terreni eterogenei alterati con stato di addensamento da "sciolti" a "mediamente addensati" e soprastanti orizzonti fini con stato di consistenza da "tenero" a "medio". Possibile presenza di acque di primo sottosuolo e cavità geologiche di dimensioni metriche "occhi pollini" che si rinvergono nei primi 10 m di profondità.*

*Parere geologico sulla modifica di destinazione d'uso*

*Favorevole con modeste limitazioni di carattere geotecnico.*

*Azioni edificatorie e opere ammissibili*

*È ammissibile qualunque tipo di azione edificatoria.*

*Approfondimenti ed indagini minime necessarie*

*Per tutte le azioni edificatorie e opere ammissibili è sempre necessaria un'indagine geognostica (IGT) commisurata alla tipologia e all'entità dell'intervento in ottemperanza al D.M. 14/01/2008.*

*Interventi da prevedere in fase progettuale*

*Sono sempre da prevedere opere per la regimazione delle acque meteoriche (RE) e l'eventuale drenaggio di acque di primo sottosuolo (DR).*

**4.2 VINCOLI**

Dal confronto con la tavola 13 – sud (Studio Geologico a supporto del PGT di Tradate), Carta dei Vincoli, l'area di indagine risulta essere parzialmente all'interno della fascia di rispetto (realizzata con criterio geometrico) di un pozzo pubblico posizionato lungo Via Beccaria (figura 6). L'area di rispetto è stata definita con criterio temporale con isocrona a  $t = 60$  giorni.



Proposta di zona di rispetto in istruttoria, definita con criterio temporale (t = 60 gg. D.G.R 15137/96)



Zona di rispetto delle opere di captazione di acque destinate al consumo umano (geometriche o con criterio temporale t = 60 gg D.G.R 15137/96) nelle quali è vietato l'insediamento dei centri di pericolo definiti dall'art. 94 del D. Lgs. 152/06 e s.m.i.



Zona di tutela assoluta delle opere di captazione di acque destinate al consumo umano, recintata ed adibita esclusivamente ad opere di presa e a costruzioni di servizio (Art. 94 del D.Lgs. 152/06), e relativo numero identificativo del pozzo

Figura 6: estratto della Tavola 13 sud (Carta dei Vincoli) allegata allo studio Geologico a supporto del PGT di Tradate con area di interesse delimitata in blu (Dott. Geol. Marco Parmigiani – giugno 2014 -scala 1:5000

Sui terreni ricadenti nella Zona di Rispetto, in base all'art. 94 del D.Lgs. 152/06, sono vietati l'insediamento dei seguenti centri di pericolo e lo svolgimento delle seguenti attività:

*A. dispersione di fanghi e acque reflue, anche se depurati;*

*B. accumulo di concimi chimici, fertilizzanti o pesticidi;*

*C. spandimento di concimi chimici, fertilizzanti o pesticidi, salvo che l'impiego di tali sostanze sia effettuato sulla base delle indicazioni di uno specifico piano di utilizzazione che tenga conto della natura dei suoli, delle colture compatibili, delle tecniche agronomiche impiegate e della vulnerabilità delle risorse idriche;*

*D. dispersione nel sottosuolo di acque meteoriche proveniente da piazzali e strade;*

*E. aree cimiteriali;*

*F. apertura di cave che possono essere in connessione con la falda;*

*G. apertura di pozzi ad eccezione di quelli che estraggono acque destinate al consumo umano e di quelli finalizzati alla variazione dell'estrazione ed alla protezione delle caratteristiche quali-quantitative della risorsa idrica;*

*H. gestione di rifiuti;*

*I. stoccaggio di prodotti ovvero sostanze chimiche pericolose e sostanze radioattive;*

*J. centri di raccolta, demolizione e rottamazione di autoveicoli;*

*K. pozzi perdenti;*

*L. pascolo e stabulazione di bestiame che ecceda i 170 chilogrammi per ettaro di azoto presente negli effluenti, al netto delle perdite di stoccaggio e distribuzione. È comunque vietata la stabulazione di bestiame nella zona di rispetto ristretta.*

*Per gli insediamenti o le attività suddette, preesistenti, ove possibile e comunque ad eccezione delle aree cimiteriali, sono adottate le misure per il loro allontanamento; in ogni caso deve essere garantita la loro messa in sicurezza.*

*Nella direttiva **D.G.R. 10/04/2003 n. 7/12693** sono descritti i criteri e gli indirizzi in merito alla realizzazione di strutture e all'esecuzione di attività ex novo nelle zone di rispetto delle opere di captazione esistenti; in particolare, all'interno dell'All. 1 – punto 3 della detta delibera, sono elencate le direttive per la disciplina delle seguenti attività all'interno delle zone di rispetto:*

*realizzazione di fognature;*

*realizzazione di opere e infrastrutture di edilizia residenziale e relative opere di urbanizzazione;*

*realizzazione di infrastrutture viarie, ferroviarie ed in genere infrastrutture di servizio;*

*pratiche agronomiche e contenuti dei piani di utilizzazione.*

*Per quanto riguarda la realizzazione di fognature (punto 3.1) la delibera cita le seguenti disposizioni:*

*i nuovi tratti di fognatura da situare nelle zone di rispetto devono:*

*o costituire un sistema a tenuta bidirezionale, cioè dall'interno verso l'esterno e viceversa, e recapitare esternamente all'area medesima;*

*o essere realizzati evitando, ove possibile, la presenza di manufatti che possano costituire elemento di discontinuità, quali i sifoni e opere di sollevamento.*

*nella Zona di Rispetto di una captazione da acquifero non protetto:*

*o **non è consentita la realizzazione di fosse settiche, pozzi perdenti, bacini di accumulo di liquami e impianti di depurazione;***

**o è in generale opportuno evitare la dispersione di acque meteoriche, anche provenienti da tetti, nel sottosuolo e la realizzazione di vasche di laminazione e di prima pioggia.**

□ per tutte le fognature nuove (principali, secondarie, allacciamenti) insediate nella Zona di Rispetto sono richieste le verifiche di collaudo.

Per quanto riguarda la realizzazione di opere e infrastrutture di edilizia residenziale e relativa urbanizzazione (punto 3.2), nelle zone di rispetto la delibera dispone:

□ per la progettazione e la costruzione degli edifici e delle infrastrutture di pertinenza non possono essere eseguiti sondaggi e indagini di sottosuolo che comportino la creazione di vie preferenziali di possibile inquinamento della falda;

□ le nuove edificazioni possono prevedere volumi interrati che non dovranno interferire con la falda captata [...].

In tali zone, inoltre, non è consentito:

□ la realizzazione, a servizio delle nuove abitazioni, di depositi di materiali pericolosi non gassosi, anche in serbatoi di piccolo volume a tenuta, sia sul suolo sia nel sottosuolo;

□ l'insediamento di condotte per il trasporto di sostanze pericolose non gassose;

□ l'utilizzo di diserbanti e fertilizzanti all'interno di parchi e giardini [...].

Nelle zone di rispetto è consentito l'insediamento di nuove infrastrutture viarie e ferroviarie, fermo restando che:

□ le infrastrutture viarie a elevata densità di traffico (autostrade, strade statali, provinciali, urbane a forte transito) devono essere progettate e realizzate in modo da garantire condizioni di sicurezza dallo sversamento ed infiltrazione di sostanze pericolose in falda [...];

□ lungo tali infrastrutture non possono essere previsti piazzali per la sosta, per il lavaggio di mezzi di trasporto o per il deposito, sia sul suolo sia nel sottosuolo, di sostanze pericolose non gassose;

□ lungo gli assi ferroviari non possono essere realizzati binari morti adibiti alla sosta di convogli che trasportano sostanze pericolose.

Nei tratti viari o ferroviari che attraversano la Zona di Rispetto è vietato il deposito e lo spandimento di sostanze pericolose, quali fondenti stradali, prodotti antiparassitari ed erbicidi, a meno di non utilizzare sostanze che presentino una ridotta mobilità nei suoli.

Per le opere viarie o ferroviarie da realizzare in sottosuolo deve essere garantita la perfetta impermeabilizzazione delle strutture di rivestimento e le stesse non dovranno interferire con l'acquifero captato.

Nelle zone di rispetto è inoltre vietato lo spandimento di liquami e la stabulazione, l'utilizzo di fertilizzanti di sintesi e di fanghi di origine urbana o industriale (punto 3.4).

#### 4.3 INQUADRAMENTO SISMICO

Nello Studio geologico a supporto del PGT di Tradate (Dott. Geol. Marco Parmigiani – aggiornamento del 2014) è contenuta l'Analisi del Rischio Sismico del territorio. Dal momento che il territorio del Comune di Tradate rientra, in base alla O.P.C.M. 20 marzo 2003 n. 3274, recepita dalla Regione Lombardia con d.g.r. 7 novembre 2003 n. 14964 in zona sismica 4, è stata condotta l'analisi sismica di 1° livello definendo la carta di Pericolosità Sismica Locale. Analizzando la Tavola 10 sud allegata allo Studio Geologico a supporto del PGT Locale, risulta che l'area di interesse appartiene allo Scenario di Pericolosità Sismica Z4a ovvero: zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio glaciali granulari e/o coesivi, con presenza di bedrock sismico a profondità inferiori a 30 m di profondità.

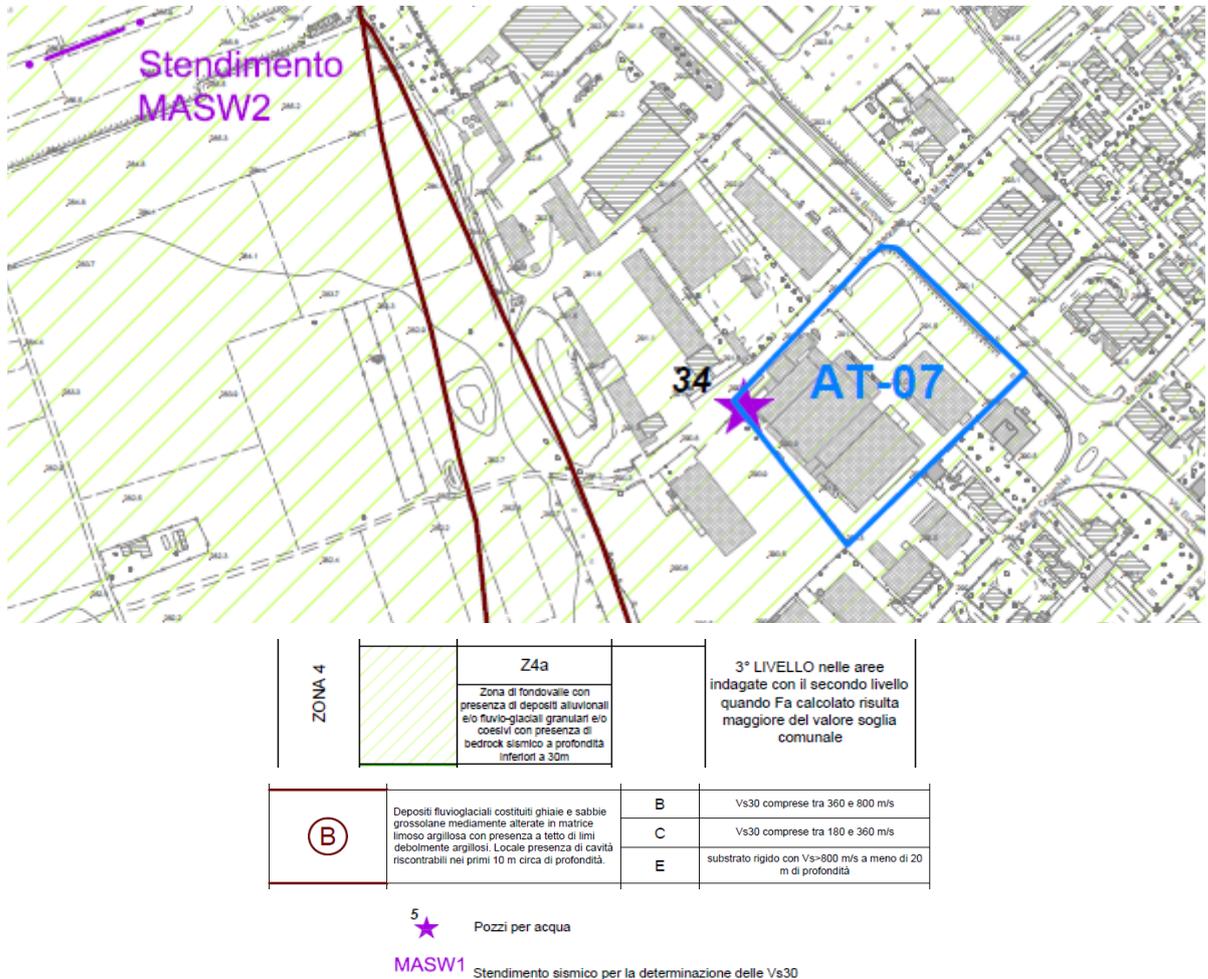


Figura 7: estratto della Tavola 10 sud (Carta della Pericolosità Sismica Locale) allegata allo studio Geologico a supporto del PGT di Tradate con area di interesse delimitata in azzurro (Dott. Geol. Marco Parmigiani – giugno 2014 -scala 1:2500

Come è possibile osservare dalla figura 7, a nord ovest dell'area di indagine è stata eseguita una prospezione sismica MASW che ha permesso di registrare velocità delle onde  $V_s$  molto elevate già a partire da 10 m di profondità dal piano campagna. Il valore calcolato di  $V_s$  30 è stato di 517 m/s. In base alle risultanze della MASW eseguita la categoria del suolo, ai sensi delle Norme Tecniche 2108, è la B (tabella 1)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Annessi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tabella 1: tabella delle categorie di sottosuolo tratta dal testo delle nuove NTC 2018

## 5 STATO DI FATTO DELL'AREA DI INDAGINE

L'area del Piano Attuativo AT07 è stato un sito produttivo attualmente dismesso. Come già accennato in premessa, l'area è stata caratterizzata ed in seguito bonificata, come da certificato emesso dalla Provincia di Varese il 17/10/2008 (settore Ecologia ed Energia) che attesta l'avvenuta bonifica del sito.

Ad esclusione del settore nord occidentale, che presenta una vegetazione disordinata ad arbusti e piante di circa 4500 m<sup>2</sup> di superficie, il resto dell'area, di estensione pari a circa 10500 m<sup>2</sup>, è attualmente coperto da tre edifici e viabilità in asfalto (foto 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7).



Foto 1: edificio principale all'interno dell'ambito AT07 visto dal piazzale di manovra (nord est)



Foto 2: vista posteriore dell'edificio principale all'interno dell'ambito AT07 ripreso da sud est



Foto 3: vista del profilo sud est dell'edificio secondario all'interno dell'ambito AT07 ripreso nord est



Foto 4: vista posteriore dell'edificio secondario all'interno dell'ambito AT07 ripreso da Ovest



Foto 5: vista del profilo sud est dell'edificio secondario all'interno dell'ambito AT07 ripreso da Sud  
Nel settore sud occidentale dell'area, al confine con Via Beccaria, è presente la cameretta con la testa del pozzo pubblico n. 34 (foto 6 e 7).



Foto 6: cameretta del pozzo n.34 vista dall'interno dell'area AT07 (sud est)



Foto 7: Ingresso alla cameretta del pozzo n.34 vista da via Beccaria (nord)

## **6 CONFRONTO TRA LE CARATTERISTICHE ARCHITETTONICHE DEL PROGETTO E IL QUADRO VINCOLISTICO DELL'AREA**

L'intervento in progetto prevede la realizzazione di tre edifici per una superficie coperta complessiva di circa 3935 m<sup>2</sup>. Le aree adibite a parcheggio corrispondono a circa 2966 m<sup>2</sup> e le aree a verde corrispondono a circa 1887 m<sup>2</sup> (figura 8).

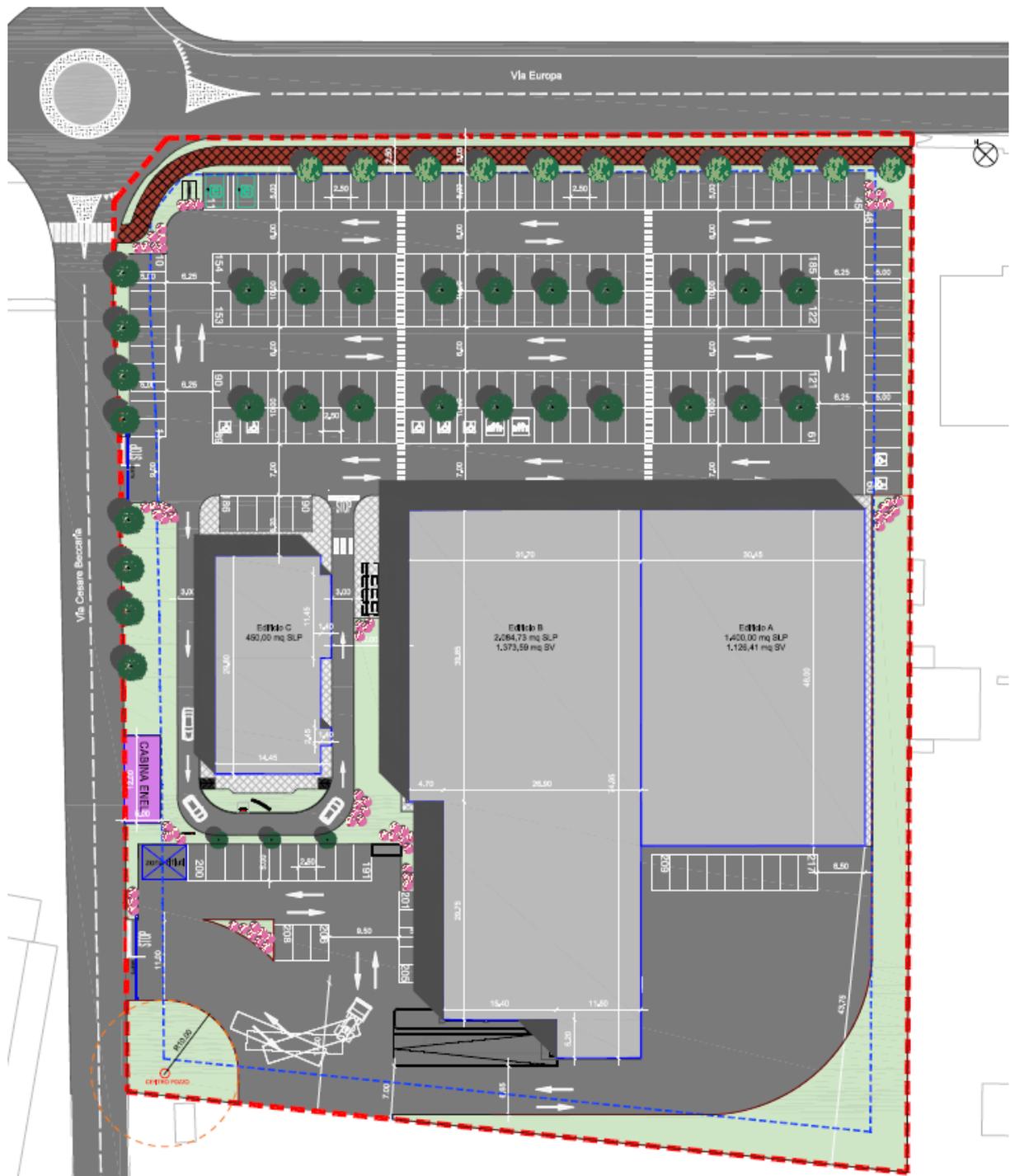


Figura 8: planimetria di progetto in scala 1:850

Dal confronto con la tavola 13 \_ Sud dei Vincoli allegata allo Studio Geologico a supporto del PGT di Tradate (Dott. Geol. Marco Parmigiani \_ aggiornamento del giugno 2014), l'area è soggetta, in parte, alla zona di tutela assoluta per le opere di captazione (raggio 10 m dal punto di ubicazione del pozzo) e dalla fascia di rispetto delle opere di captazione per acque destinate al consumo umano, determinata con criterio temporale (figura 9).



#### **AREE DI SALVAGUARDIA DELLE CAPTAZIONI AD USO IDROPOTABILE**



Proposta di zona di rispetto in istruttoria, definita con criterio temporale ( $t = 60$  gg, D.G.R 15137/96)



Zona di rispetto delle opere di captazione di acque destinate al consumo umano (geometriche o con criterio temporale  $t = 60$  gg D.G.R 15137/96) nelle quali è vietato l'insediamento dei centri di pericolo definiti dall'art. 94 del D. Lgs. 152/06 e s.m.i.

*Figura 9: estratto della Tavola 13 sud (Carta dei Vincoli) allegata allo studio Geologico a supporto del PGT di Tradate con area di interesse delimitata in blu (Dott. Geol. Marco Parmigiani – giugno 2014 -scala 1:2500*

In base alla presenza di questo vincolo in fase di progettazione, almeno nel settore Nord e nord ovest del sito, dovranno essere considerate le misure e le raccomandazioni contenute nell'art. 94 del D. Lgs 152/06 e nella direttiva D.G.R. 10/04/2003 n. 7/12693, come già esposto nel paragrafo 4.

## **7 PRIMA CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DELL'AREA**

### **7.1 CARATTERI LITOLOGICI**

Lo Studio Geologico a supporto del PGT di Tradate definisce la litologia del settore in cui è inserita l'area del Piano Attuativo come un terreno composto da ghiaie e sabbie grossolane mediamente alterate in matrice limoso argillosa. Clasti poligenici: porfidi e altri cristallini alterati e arenizzati; clasti metamorfici e selci alterate ma riconoscibili e con resistenza litoide, carbonatici argillificati. Superiormente si riscontrano localmente limi debolmente argillosi con struttura massiva.

### **7.2 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DESUNTE DALLO STUDIO GEOLOGICO A SUPPORTO DEL PGT DI TRADATE**

Dall'elaborazione degli esisti di varie indagini condotte nel territorio di Tradate, nello Studio Geologico a supporto del PGT Locale si fornisce una descrizione sintetica delle caratteristiche geotecniche dei terreni costituenti l'Area del Terrazzo di Tradate:

terreni granulari poco alterati con stato di addensamento "**medio**" e limi superiori con grado di consistenza da medio a compatto; locale presenza di cavità che si riscontrano nei primi 10 m circa di profondità.

### **7.3 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE RICAVATE DALLE INDAGINI CONDOTTE SUL SITO AT07**

Sul sito AT07 è stata condotta una indagine geognostica volta a caratterizzare il terreno dal punto di vista geotecnico. L'indagine è stata svolta eseguendo n. 5 prove penetrometriche dinamiche disposte in modo da fornire una valutazione omogenea del sito (figura 10).



Figura 10: planimetria stato di fatto con ubicazione punti di prova penetrometrica (scala 1:;1000)

Per realizzare le prove sono state prodotte delle aperture, mediante escavatore, in modo da oltrepassare lo strato di asfalto e il sottofondo presenti su tutta l'area (foto 8, 9, 10, 11 e 12). Le prove sono state eseguite utilizzando un penetrometro super pesante Pagani modello TG 63 – 150.

Le principali caratteristiche tecniche del penetrometro sono:

- Massa del maglio 73 Kg
- Altezza di caduta libera 75 cm
- Lunghezza aste 1 m
- Massa aste 4,6 Kg
- Diametro base punta conica 50,8 mm
- Angolo apertura cono 60°



Foto 8: Esecuzione prova DP 1



Foto 9: Esecuzione prova DP 5



Foto 10: Esecuzione prova DP 3



Foto 11: Esecuzione prova DP 4



Foto 12: Esecuzione prova DP 5

Le tabelle e i grafici relativi alle prove DP sono riportate in allegato. La trasformazione dal numero di colpi ai valori standard  $N_{spt}$  è stata realizzata tramite software Geostru dedicato che, attraverso vari algoritmi, trasforma i colpi considerando la profondità raggiunta.

Tutti i dati di  $N_{spt}$  sono stati normalizzati in funzione della pressione efficace alla quota di misura. Sulla base della seguente equazione:

$$N_{spt}(\text{corretto}) = N_{spt}/\sigma'(v_0)^{0.56} \quad (\text{Jamiolkowski et al., 1985})$$

La profondità raggiunta da tutti i sondaggi è stata di 10 m da piano campagna.

L'analisi delle prove eseguite ha permesso di constatare un terreno con caratteristiche geotecniche complessivamente omogenee su tutta l'area, suddiviso in tre litozone.

Come già accennato in precedenza le prove sono state eseguite a partire da -60 cm da piano campagna in quanto è stato asportato un fondo di asfalto spesso circa 10 cm e 50 cm di sottofondo costituito in prevalenza da ciottoli, massi e ghiaia. La seguente tabella rappresenta il modello geotecnico ricavato mediante l'analisi delle prove e il contributo delle informazioni contenute nello Studio Geologico a supporto del PGT di Tradate

	PROVA DP1	PROVA DP2	PROVA DP 3	PROVA DP 4	PROVA DP 5	LITOLOGIA	PROPRIETÀ GEOTECNICHE (MEDIA SU CINQUE PROVE)
L I V E L L O 1	Da m 0,0 a m 0,1	Fondo in asfalto					
L I V E L L O 2	Da m 0,1 a m 0,6	Riperto di sottofondo costituito in prevalenza da ciottoli, massi e ghiaia.					
L I T O Z O N A 1	Da m 0,6 a m 3,6	da m 0,6 a m 3,9	da m 0,6 a m 3	da m 0,6 a m 3	Da m 0,6 a m 3	Sabbia limosa, in parte argillosa con rari Ciottoli, poco addensata.	Nspt = 8 colpi $\phi' = 29^\circ$ circa $\gamma_{nat} = 1,71$ t/m3 $\gamma_{sat} = 1,91$ t/m3 DR = 42%
L I T O Z O N A 2	Da m 3,6 a m 6,6	Da m 3,9 a m 6,6	Da m 3a m 6,6	da m 3 a m 6	Da m 3 a m 6,3	Ghiaia sabbiosa in matrice limosa/argillosa con rari Ciottoli, mediamente addensata	Nspt = 13 colpi $\phi' = 32^\circ$ circa $\gamma_{nat} = 1,8$ t/m3 $\gamma_{sat} = 1,93$ t/m3 DR = 67 %
L I T O Z O N A 3	Da m 6,6 a m 9,9	Da m 6,6 a m 9,9	Da m 6,6 a m 9,9	da m 6 a m 9,9	Da m 6,3 a m 9,9	Ghiaia e Sabbia in matrice argillosa, da poco a mediamente addensata	Nspt = 11 colpi $\phi' = 30^\circ$ circa $\gamma_{nat} = 1,74$ t/m3 $\gamma_{sat} = 1,92$ t/m3 DR = 58 %

Le caratteristiche delle litozone sopra elencate denotano la presenza di terreni granulari in matrice limoso/argillosa. La litozona centrale (litozona 2) ha un grado di addensamento medio, mentre la litozona 1 risulta essere poco addensata e la litozona 3, presentta a

partire da circa 6,3 m di profondità da piano campagna, passa da poco addensata a mediamente addensata.

Nel successivo calcolo delle capacità portanti saranno considerate delle fondazioni posizionate all'interno della litozona 1 e all'interno della litozona 2.

#### 7.4 VERIFICA DELLA SICUREZZA NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE ULTIMI

##### ◆ Normative di riferimento

##### **Norme tecniche per le Costruzioni 2018**

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

##### **Eurocodice 7**

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

##### **Eurocodice 8**

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

##### ◆ Teoria applicata

##### **Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)**

Affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d \leq R_d$$

Dove  $V_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $R_d$  si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

$c_u$  Coesione non drenata.

$q$  pressione litostatica totale sul piano di posa.

$s_c$  Fattore di forma

$s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$  per fondazioni rettangolari

$s_c = 1,2$  Per fondazioni quadrate o circolari.

$i_c$  Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico  $H$ .

$$i_c = 0,5 \left( 1 + \sqrt{1 - H/A' c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

#### Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \phi' \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \phi' \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \text{ per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \text{ per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

#### Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

$$i_q = i_c = 1 - H / (V + A' c' \cot \phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

#### Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

#### Metodo di Richards et. Al.

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio alla Newmark (cfr. Appendice H di "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

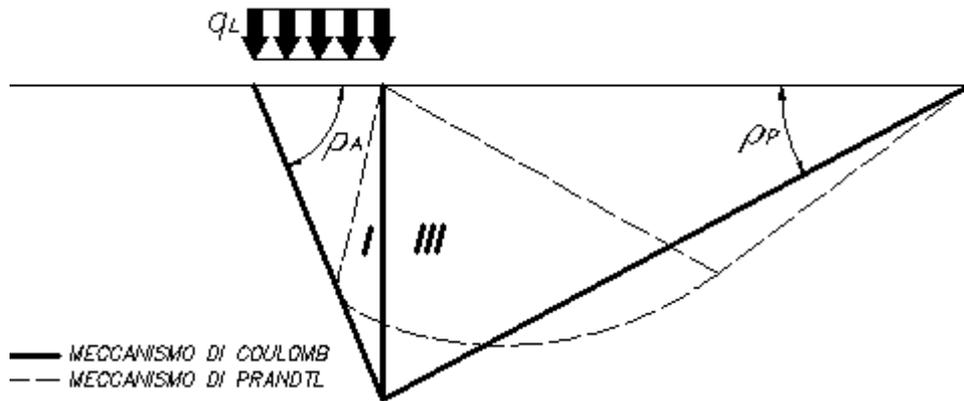
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_\gamma = \left( \frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



*Schema di calcolo del carico limite (qL)*

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli  $\rho_A$  e  $\rho_P$  che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva  $K_A$  e  $K_P$  in funzione dell'angolo di attrito interno  $\varphi$  del terreno e dell'angolo di attrito di terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} - \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{\tan(\varphi) \cdot (\tan(\varphi) \cdot \cot(\varphi)) \cdot (1 + \tan(\delta) \cdot \cot(\varphi))} + \tan(\varphi)}{1 + \tan(\delta) \cdot (\tan(\varphi) + \cot(\varphi))} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo  $\phi=0.5\delta$ , conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni  $k_h g$  e  $k_v g$ , agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a  $k_h \gamma$  e  $k_v \gamma$ . Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di  $\rho_a$  e  $\rho_p$ , nonché di  $K_A$  e  $K_P$ , rispettivamente indicate come  $\rho_{AE}$  e  $\rho_{PE}$  e come  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \vartheta) + \tan^{-1} \cdot \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \vartheta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot \cot(\varphi - \vartheta)]} - \tan(\varphi - \vartheta)}{1 + \tan(\delta + \vartheta) \cdot (\tan(\varphi - \vartheta) + \cot(\varphi - \vartheta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos(\vartheta) \cdot \cos(\delta + \vartheta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta)}{\cos(\delta + \vartheta)}} \right\}^2}$$

I valori di  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli  $\rho_{AE}$  e  $\rho_{PE}$  e dei coefficienti  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo  $\theta$  definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

#### FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del  $q_{lim}$  vengono introdotti i fattori correttivi  $z$ :

$$z_q = \left( 1 - \frac{k_h}{tg\phi} \right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

Dove  $K_h$  è il coefficiente sismico orizzontale.

### Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2018** calcolano i coefficienti  $K_h$  e  $K_v$  in dipendenza di vari fattori:

$$K_h = \beta \times (a_{\max}/g)$$

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

$\beta$  = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

$a_{\max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{\max} = S_S S_T a_g$$

$S_S$  (effetto di amplificazione stratigrafica):  $0.90 \leq S_S \leq 1.80$ ; è funzione di  $F_0$  (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

$S_T$  (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di  $S_T$  varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con  $V_R$  vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso  $V_R$  dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$K_h = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S / (g)$$

$a_{gR}$  : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

$\gamma_I$ : fattore di importanza,

S: soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \cdot \Gamma_i \text{ è la "design ground acceleration on type A ground".}$$

Il coefficiente sismico verticale  $K_v$  è definito in funzione di  $K_h$ , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

## 7.5 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO – Valutazione dei cedimenti dei terreni di fondazione

### ◆ Normative di riferimento

#### **Norme tecniche per le Costruzioni 2018**

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

#### **Eurocodice 7**

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

#### **Eurocodice 8**

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

### ◆ Teoria applicata

#### **Metodo di Burland e Burbidge**

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità  $I_C$  al risultato  $N$  della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

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

nella quale:

$q'$  = pressione efficace lorda;

$\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

$B$  = larghezza della fondazione;

$I_C$  = indice di compressibilità;

$f_S$ ,  $f_H$ ,  $f_t$  = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità  $I_C$  è legato al valore medio  $N_{AV}$  di  $N_{spt}$  all'interno di una profondità significativa  $z$ :

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di  $N_{spt}$  da utilizzare nel calcolo del valore medio  $N_{AV}$  va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e  $N_{spt} > 15$ , secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove  $N_c$  è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi  $f_S$ ,  $f_H$  ed  $f_t$  sono rispettivamente:

$$f_S = \left( \frac{1.25 \cdot L / B}{L / B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left( 2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left( 1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

t = tempo in anni > 3;

R3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici

## 7.6 RISULTATI

Tenendo conto delle caratteristiche geotecniche del terreno e delle caratteristiche progettuali dell'intervento edilizio in programma, un ipotetico piano di posa delle fondazioni potrebbe essere posizionato a 1,5 m da piano campagna (all'interno della Litozona 1), o a 3,5 m da piano campagna, cioè all'interno della Litozona 2. Come fondazioni saranno presi in considerazione un plinto di dimensioni 1,8 x 1,8 m e una trave rovescia di dimensioni 1,5 x 40 m.

### DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2018
Zona	Via Beccaria Tradate
Lat./ Long. [WGS84]	45.700892/8.908302
Larghezza fondazione	1.8 m
Lunghezza fondazione	1.8 m
Profondità piano di posa	1.5 m
Altezza di incastro	0.8 m
Profondità falda	43.0

### SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0.051
Effetto sismico secondo Paolucci e Pecker (1997)	
Coefficiente sismico orizzontale	0.0103

### Coefficienti sismici [N.T.C.]

#### Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe III
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	75.0 [anni]

#### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45.0	0.18	2.56	0.17
S.L.D.	75.0	0.22	2.53	0.2
S.L.V.	712.0	0.42	2.65	0.3
S.L.C.	1462.0	0.5	2.71	0.32

### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.216	0.2	0.0044	0.0022
S.L.D.	0.264	0.2	0.0054	0.0027
S.L.V.	0.504	0.2	0.0103	0.0051
S.L.C.	0.6	0.2	0.0122	0.0061

### STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
0.6	19.0	21.0	30.0	0.0	0.0	20000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	riporto
2.7	16.73	18.77	29.0	0.0	0.0	7000.0	11000.0	0.0	0.0	0.0	sabbia limosa
3.2	17.61	18.93	32.0	0.0	0.0	17000.0	21000.0	0.0	0.0	0.0	ghiaia sabbiosa
3.4	17.11	18.8	30.0	0.0	0.0	15000.0	18000.0	0.0	0.0	0.0	ghiaia e sabbia

### Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	157.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	157.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	157.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	157.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

### Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coeff. Rid. Capacità portante verticale	Coeff. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

### CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult] 473.07 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto[Rd] 205.68 kN/m<sup>2</sup>

Tensione [Ed] 157.69 kN/m<sup>2</sup>  
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 3.0  
Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 18922.96 kN/m<sup>3</sup>

**A1+M1+R3**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq] 16.44  
Fattore [Nc] 27.86  
Fattore [Ng] 12.84  
Fattore forma [Sc] 1.59  
Fattore profondità [Dc] 1.33  
Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0  
Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0  
Fattore inclinazione base [Bc] 1.0  
Fattore forma [Sq] 1.55  
Fattore profondità [Dq] 1.25  
Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0  
Fattore inclinazione pendio [Gq] 1.0  
Fattore inclinazione base [Bq] 1.0  
Fattore forma [Sg] 0.6  
Fattore profondità [Dg] 1.0  
Fattore inclinazione carichi [Ig] 1.0  
Fattore inclinazione pendio [Gg] 1.0  
Fattore inclinazione base [Bg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0  
Carico limite 541.95 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 235.63 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq] 19.98  
Fattore [Nc] 34.24  
Fattore [Ng] 17.33  
Fattore forma [Sc] 1.3  
Fattore forma [Sg] 0.8  
Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0  
Carico limite 476.19 kN/m<sup>2</sup>  
Resistenza di progetto 207.04 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq] 16.44  
Fattore [Nc] 27.86  
Fattore [Ng] 17.12  
Fattore forma [Sc] 1.52  
Fattore profondità [Dc] 1.26  
Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0  
Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0  
Fattore inclinazione base [Bc] 1.0  
Fattore forma [Sq] 1.48

Fattore profondità [Dq]	1.25
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	587.35 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	255.37 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

### Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.44
Fattore [Nc]	27.86
Fattore [Ng]	12.84
Fattore forma [Sc]	1.59
Fattore profondità [Dc]	1.33
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.55
Fattore profondità [Dq]	1.25
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	538.4 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	234.09 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	19.98
Fattore [Nc]	34.24
Fattore [Ng]	17.33
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	473.07 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	205.68 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.44
Fattore [Nc]	27.86
Fattore [Ng]	17.12
Fattore forma [Sc]	1.52
Fattore profondità [Dc]	1.26
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.48
Fattore profondità [Dq]	1.25
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	583.51 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	253.7 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

#### **CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE**

Pressione normale di progetto	150.0 kN/m <sup>2</sup>
Tempo	0.0
Profondità significativa Zi (m)	1.793
Media dei valori di Nspt all'interno di Zi	10.66667
Fattore di forma fs	1
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1
Indice di compressibilità	0.062
Cedimento	12.393 mm

#### **CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE**

Pressione normale di progetto	150.0 kN/m <sup>2</sup>
Tempo	30.0
Profondità significativa Zi (m)	1.793
Media dei valori di Nspt all'interno di Zi	10.66667
Fattore di forma fs	1
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1.5
Indice di compressibilità	0.062
Cedimento	18.59 mm

### DATI GENERALI

Azione sismica NTC 2018  
 Zona Via Beccaria Tradate  
 Lat./ Long. [WGS84]45.700892/8.908302  
 Larghezza fondazione 1.5 m  
 Lunghezza fondazione 40.0 m  
 Profondità piano di posa 1.5 m  
 Altezza di incastro 0.8 m  
 Profondità falda 43.0

### SISMA

Accelerazione massima (ag/g) 0.051  
 Effetto sismico secondo Paolucci e Pecker (1997)  
 Coefficiente sismico orizzontale 0.0103

### Coefficienti sismici [N.T.C.]

#### Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie  
 Classe d'uso: Classe III  
 Vita nominale: 50.0 [anni]  
 Vita di riferimento: 75.0 [anni]

### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: B  
 Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45.0	0.18	2.56	0.17
S.L.D.	75.0	0.22	2.53	0.2
S.L.V.	712.0	0.42	2.65	0.3
S.L.C.	1462.0	0.5	2.71	0.32

### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.216	0.2	0.0044	0.0022
S.L.D.	0.264	0.2	0.0054	0.0027
S.L.V.	0.504	0.2	0.0103	0.0051
S.L.C.	0.6	0.2	0.0122	0.0061

### STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid. azione secondaria	Descrizione
0.6	19.0	21.0	30.0	0.0	0.0	20000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	riporto
2.7	16.73	18.77	29.0	0.0	0.0	7000.0	11000.0	0.0	0.0	0.0	sabbia limosa
3.2	17.61	18.93	32.0	0.0	0.0	17000.0	21000.0	0.0	0.0	0.0	ghiaia sabbiosa
3.4	17.11	18.8	30.0	0.0	0.0	15000.0	18000.0	0.0	0.0	0.0	ghiaia e sabbia

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	148.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	148.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	148.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	148.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult] 446.52 kN/m<sup>2</sup>  
 Resistenza di progetto [Rd] 194.14 kN/m<sup>2</sup>  
 Tensione [Ed] 148.84 kN/m<sup>2</sup>  
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 3.0  
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 17860.6 kN/m<sup>3</sup>

**A1+M1+R3**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq] 16.44  
 Fattore [Nc] 27.86  
 Fattore [Ng] 12.84  
 Fattore forma [Sc] 1.0  
 Fattore profondità [Dc] 1.4  
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0  
 Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0  
 Fattore inclinazione base [Bc] 1.0  
 Fattore forma [Sq] 1.02  
 Fattore profondità [Dq] 1.29  
 Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0  
 Fattore inclinazione pendio [Gq] 1.0  
 Fattore inclinazione base [Bq] 1.0  
 Fattore forma [Sg] 0.99  
 Fattore profondità [Dg] 1.0  
 Fattore inclinazione carichi [Ig] 1.0  
 Fattore inclinazione pendio [Gg] 1.0  
 Fattore inclinazione base [Bg] 1.0  
 Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0  
 Carico limite 449.46 kN/m<sup>2</sup>  
 Resistenza di progetto 195.42 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	19.98
Fattore [Nc]	34.24
Fattore [Ng]	17.33
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	484.89 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	210.82 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.44
Fattore [Nc]	27.86
Fattore [Ng]	17.12
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.29
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	502.42 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	218.44 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

### Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.44
Fattore [Nc]	27.86
Fattore [Ng]	12.84
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.4
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.29
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0

Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	446.52 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	194.14 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	19.98
Fattore [Nc]	34.24
Fattore [Ng]	17.33
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	481.72 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	209.44 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16.44
Fattore [Nc]	27.86
Fattore [Ng]	17.12
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.29
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	499.13 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	217.01 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

**CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE**

Pressione normale di progetto 145.0 kN/m<sup>2</sup>  
 Tempo 0.0  
 Profondità significativa Zi (m) 1.793  
 Media dei valori di N<sub>spt</sub> all'interno di Zi 10.66667  
 Fattore di forma fs 1.534  
 Fattore strato compressibile fh 1  
 Fattore tempo ft 1  
 Indice di compressibilità 0.062  
 Cedimento 16.097 mm

**CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE**

Pressione normale di progetto 145.0 kN/m<sup>2</sup>  
 Tempo 30.0  
 Profondità significativa Zi (m) 1.793  
 Media dei valori di N<sub>spt</sub> all'interno di Zi 10.66667  
 Fattore di forma fs 1.534  
 Fattore strato compressibile fh 1  
 Fattore tempo ft 1.5  
 Indice di compressibilità 0.062  
 Cedimento 24.146 mm

**DATI GENERALI**

Azione sismica NTC 2018  
 Zona Via Beccaria Tradate  
 Lat./ Long. [WGS84]45.700892/8.908302  
 Larghezza fondazione 1.8 m  
 Lunghezza fondazione 1.8 m  
 Profondità piano di posa 3.5 m  
 Altezza di incastro 0.8 m  
 Profondità falda 43.0

**SISMA**

Accelerazione massima (ag/g) 0.051  
 Effetto sismico secondo Paolucci e Pecker (1997)  
 Coefficiente sismico orizzontale 0.0103

**Coefficienti sismici [N.T.C.]**

**Dati generali**

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie  
 Classe d'uso: Classe III  
 Vita nominale: 50.0 [anni]  
 Vita di riferimento: 75.0 [anni]

**Parametri sismici su sito di riferimento**

Categoria sottosuolo: B  
 Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45.0	0.18	2.56	0.17
S.L.D.	75.0	0.22	2.53	0.2
S.L.V.	712.0	0.42	2.65	0.3
S.L.C.	1462.0	0.5	2.71	0.32

**Coefficienti sismici orizzontali e verticali**

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.216	0.2	0.0044	0.0022
S.L.D.	0.264	0.2	0.0054	0.0027
S.L.V.	0.504	0.2	0.0103	0.0051
S.L.C.	0.6	0.2	0.0122	0.0061

## STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolidazione secondaria	Descrizione
0.6	19.0	21.0	30.0	0.0	0.0	20000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	riporto
2.7	16.73	18.77	29.0	0.0	0.0	7000.0	11000.0	0.0	0.0	0.0	sabbia limosa
3.2	17.61	18.93	32.0	0.0	0.0	17000.0	21000.0	0.0	0.0	0.0	ghiaia sabbiosa
3.4	17.11	18.8	30.0	0.0	0.0	15000.0	18000.0	0.0	0.0	0.0	ghiaia e sabbia

## Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	243.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	243.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	243.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	243.66	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

## Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

### CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult] 730.98 kN/m<sup>2</sup>

Resistenza di progetto[Rd] 317.82 kN/m<sup>2</sup>

Tensione [Ed] 243.66 kN/m<sup>2</sup>

Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 3.0

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

### COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 29239.34 kN/m<sup>3</sup>

### A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23.18
Fattore [Nc]	35.49
Fattore [Ng]	20.79
Fattore forma [Sc]	1.65
Fattore profondità [Dc]	1.44
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.62
Fattore profondità [Dq]	1.3
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	862.86 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	375.16 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	28.52
Fattore [Nc]	44.04
Fattore [Ng]	27.49
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	735.25 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	319.67 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23.18
Fattore [Nc]	35.49
Fattore [Ng]	27.72
Fattore forma [Sc]	1.55
Fattore profondità [Dc]	1.32
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.53
Fattore profondità [Dq]	1.3
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0

Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	933.8 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	406.0 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

### Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23.18
Fattore [Nc]	35.49
Fattore [Ng]	20.79
Fattore forma [Sc]	1.65
Fattore profondità [Dc]	1.44
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.62
Fattore profondità [Dq]	1.3
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	857.85 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	372.98 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	28.52
Fattore [Nc]	44.04
Fattore [Ng]	27.49
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	730.98 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	317.82 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23.18
Fattore [Nc]	35.49
Fattore [Ng]	27.72
Fattore forma [Sc]	1.55
Fattore profondità [Dc]	1.32
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.53

Fattore profondità [Dq]	1.3
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.7
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	928.38 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	403.65 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

#### **CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE**

Pressione normale di progetto	235.0 kN/m <sup>2</sup>
Tempo	0.0
Profondità significativa Zi (m)	1.793
Media dei valori di N <sub>spt</sub> all'interno di Zi	12
Fattore di forma fs	1
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1
Indice di compressibilità	0.053
Cedimento	15.478 mm

#### **CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE**

Pressione normale di progetto	235.0 kN/m <sup>2</sup>
Tempo	30.0
Profondità significativa Zi (m)	1.793
Media dei valori di N <sub>spt</sub> all'interno di Zi	12
Fattore di forma fs	1
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1.5
Indice di compressibilità	0.053
Cedimento	23.217 mm

### DATI GENERALI

Azione sismica NTC 2018  
 Zona Via Beccaria Tradate  
 Lat./ Long. [WGS84]45.700892/8.908302  
 Larghezza fondazione 1.5 m  
 Lunghezza fondazione 40.0 m  
 Profondità piano di posa 3.5 m  
 Altezza di incastro 0.8 m  
 Profondità falda 43.0

### SISMA

Accelerazione massima (ag/g) 0.051  
 Effetto sismico secondo Paolucci e Pecker (1997)  
 Coefficiente sismico orizzontale 0.0103

### Coefficienti sismici [N.T.C.]

#### Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie  
 Classe d'uso: Classe III  
 Vita nominale: 50.0 [anni]  
 Vita di riferimento: 75.0 [anni]

#### Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: B  
 Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	45.0	0.18	2.56	0.17
S.L.D.	75.0	0.22	2.53	0.2
S.L.V.	712.0	0.42	2.65	0.3
S.L.C.	1462.0	0.5	2.71	0.32

### Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s <sup>2</sup> ]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.216	0.2	0.0044	0.0022
S.L.D.	0.264	0.2	0.0054	0.0027
S.L.V.	0.504	0.2	0.0103	0.0051
S.L.C.	0.6	0.2	0.0122	0.0061

### STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid. azione secondaria	Descrizione
0.6	19.0	21.0	30.0	0.0	0.0	20000.0	0.0	0.0	0.0	0.0	riporto
2.7	16.73	18.77	29.0	0.0	0.0	7000.0	11000.0	0.0	0.0	0.0	sabbia limosa
3.2	17.61	18.93	32.0	0.0	0.0	17000.0	21000.0	0.0	0.0	0.0	ghiaia sabbiosa
3.4	17.11	18.8	30.0	0.0	0.0	15000.0	18000.0	0.0	0.0	0.0	ghiaia e sabbia

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	224.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	Sisma	224.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	224.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	224.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	2.3	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult] 673.23 kN/m<sup>2</sup>  
 Resistenza di progetto [Rd] 292.71 kN/m<sup>2</sup>  
 Tensione [Ed] 224.41 kN/m<sup>2</sup>  
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 3.0  
 Condizione di verifica [Ed<=Rd] **Verificata**

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 26929.06 kN/m<sup>3</sup>

**A1+M1+R3**

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq] 23.18  
 Fattore [Nc] 35.49  
 Fattore [Ng] 20.79  
 Fattore forma [Sc] 1.02  
 Fattore profondità [Dc] 1.47  
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0  
 Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0  
 Fattore inclinazione base [Bc] 1.0  
 Fattore forma [Sq] 1.02  
 Fattore profondità [Dq] 1.32  
 Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0  
 Fattore inclinazione pendio [Gq] 1.0  
 Fattore inclinazione base [Bq] 1.0  
 Fattore forma [Sg] 0.99  
 Fattore profondità [Dg] 1.0  
 Fattore inclinazione carichi [Ig] 1.0  
 Fattore inclinazione pendio [Gg] 1.0  
 Fattore inclinazione base [Bg] 1.0  
 Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0  
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0  
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0  
 Carico limite 695.62 kN/m<sup>2</sup>  
 Resistenza di progetto 302.44 kN/m<sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	28.52
Fattore [Nc]	44.04
Fattore [Ng]	27.49
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	677.15 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	294.41 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23.18
Fattore [Nc]	35.49
Fattore [Ng]	27.72
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.32
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	785.65 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	341.59 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

### Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23.18
Fattore [Nc]	35.49
Fattore [Ng]	20.79
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.47
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.32
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0

Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	691.59 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	300.69 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	28.52
Fattore [Nc]	44.04
Fattore [Ng]	27.49
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	673.23 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	292.71 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23.18
Fattore [Nc]	35.49
Fattore [Ng]	27.72
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.34
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.32
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1.0
Fattore inclinazione base [Bq]	1.0
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0
Carico limite	781.1 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	339.61 kN/m <sup>2</sup>

Condizione di verifica [Ed<=Rd]Verificata

#### **CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE**

Pressione normale di progetto	220.0	kN/m <sup>2</sup>
Tempo	0.0	
Profondità significativa Zi (m)	1.793	
Media dei valori di N <sub>spt</sub> all'interno di Zi	12	
Fattore di forma fs	1.534	
Fattore strato compressibile fh	1	
Fattore tempo ft	1	
Indice di compressibilità	0.053	
Cedimento	19.285	mm

#### **CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE**

Pressione normale di progetto	220.0	kN/m <sup>2</sup>
Tempo	30.0	
Profondità significativa Zi (m)	1.793	
Media dei valori di N <sub>spt</sub> all'interno di Zi	12	
Fattore di forma fs	1.534	
Fattore strato compressibile fh	1	
Fattore tempo ft	1.5	
Indice di compressibilità	0.053	
Cedimento	28.928	mm

## **8 ASSETTO IDROGEOLOGICO DELL'AREA E PROGETTO PRLIMINARE DI INVARIANZA IDRAULICA E IDROLOGICA**

### **8.1 Assetto Idrogeologico:**

La struttura idrogeologica del territorio del Comune di Tradate è definita nello Studio Geologico a supporto del PGT Locale. Le Unità idrogeologiche vengono di seguito elencate a partire dalla più profonda:

#### **1 SUBSTRATO ROCCIOSO (non presente sul territorio di Tradate)**

Unità conglomeratica prequaternaria ("Gonfolite"), localmente acquifera nelle zone di fratturazione, più frequentemente costituente la base impermeabile delle falde.

#### **2 UNITÀ DELLE ARGILLE PREVALENTI**

Le caratteristiche di questa unità si deducono dalle stratigrafie di alcuni pozzi profondi perforati tra cui il pozzo n. 4 e 5 di Tradate, n. 5 di Venegono Inf. e n. 2 di Locate Varesino. È caratterizzata da depositi a granulometria fine limoso – argillosa, localmente intercalati a materiale più grossolano sede di falde di tipo confinato.

Le falde di questa unità sono limitate arealmente ed hanno una scarsa potenzialità idrica tale da sconsigliarne lo sfruttamento senza miscelezioni con quelle superiori; per questo motivo mancano dati piezometrici relativi a tale falda.

#### **3 UNITÀ GHIAIOSO - CONGLOMERATICA CON INTERCALAZIONI ARGILLOSE**

È presente con continuità su tutto il territorio ed è costituita da depositi di origine fluvioglaciale a granulometria eterogenea con prevalenza di ghiaie localmente ad elevato grado di cementazione. All'interno di questa unità si differenziano due litozone, caratterizzate soprattutto dalla differente quantità di matrice limoso – argillosa e dalla tipologia dell'acquifero in esse contenute.

**3a** Litologicamente è rappresentata da depositi ghiaioso – sabbiosi, sciolti o con intercalazioni conglomeratiche da metriche a decametriche. Lo spessore medio di questa litozona è dell'ordine di 70 metri, ma varia in relazione alla morfologia superficiale.

L'acquifero in essa contenuta è di tipo libero.

**3b** È costituita da depositi ghiaioso – sabbiosi in abbondante matrice argillosa con intercalazione di orizzonti a bassa permeabilità mediamente continui arealmente e con spessore metrico che garantiscono la protezione locale dell'acquifero contenuto. Lo spessore medio complessivo della litozona è di 50-60 metri.

La falda contenuta in questa litozona è di tipo semiconfinato in terreni ghiaioso argillosi.

Il limite inferiore dell'unità 3 è posto alla profondità di circa 110-140 m dal piano campagna.

Il vicino pozzo 34 presenta un livello statico di circa 43 m da piano campagna.

## **8.2 Progetto di Invarianza Idraulica ai sensi del R.R. n. 7 del 23 novembre 2017 e successiva modifica con R.R. n.8 del 19 aprile 2019**

### **8.2.1 Acquisizione dei dati di ingresso per la definizione del progetto di invarianza**

In base all'allegato C inserito nel R.R. n.8 del 19 aprile 2019, il territorio di Tradate rientra in area di Rischio Idraulico **A**, ovvero alta criticità idraulica. All'interno di queste aree gli scarichi nei ricettori sono limitati ad un massimo di 10 l/s per ettaro di superficie scolante impermeabile.

Come già riportato al paragrafo 6, l'intervento in progetto prevede la realizzazione di tre edifici per una superficie coperta complessiva di circa 3935 m<sup>2</sup>. Le aree adibite a parcheggio corrispondono a circa 2966 m<sup>2</sup> e le aree a verde corrispondono a circa 1887 m<sup>2</sup>. La viabilità risulta coprire una superficie di 5762 m<sup>2</sup>

Per poter definire la modalità di calcolo dei volumi di acqua meteorica per un evento con tempo di ritorno di 50 anni, è necessario calcolare il coefficiente di deflusso medio ponderale assegnando un coefficiente  $\phi_1$  a seconda del grado di impermeabilità del terreno. Per le superfici impermeabili il coefficiente sarà pari a 1, per le superfici semi permeabili il coefficiente da applicare è 0,7, mentre per l'area a verde sarà pari 0,3.

Il valore del coefficiente di deflusso medio ponderale si ottiene dalla formula:

$$(3935 * 1) + (2966 * 0,1) + (5762 * 1) + (1887 * 0,3) / 14550$$

Il coefficiente di deflusso medio ponderale, in base alla formula sopra riportata,  $\phi$  risulta uguale a 0,9.

Conoscendo la classe di criticità idraulica e il coefficiente  $\phi$  è possibile individuare, accedendo nella tabella di seguito riportata, la modalità di calcolo dei volumi di pioggia (tabella 1).

CLASSE DI INTERVENTO		SUPERFICIE INTERESSATA DALL'INTERVENTO	COEFFICIENTE DEFLUSSO MEDIO PONDERALE	MODALITÀ DI CALCOLO	
				AMBITI TERRITORIALI (articolo 7)	
				Aree A, B	Aree C
0	Impermeabilizzazione potenziale qualsiasi	≤ 0,03 ha (≤ 300 mq)	qualsiasi	Requisiti minimi articolo 12 comma 1	
1	Impermeabilizzazione potenziale bassa	da > 0,03 a ≤ 0,1 ha (da > 300 mq a ≤ 1.000 mq)	≤ 0,4	Requisiti minimi articolo 12 comma 2	

CLASSE DI INTERVENTO		SUPERFICIE INTERESSATA DALL'INTERVENTO	COEFFICIENTE DEFLUSSO MEDIO PONDERALE	MODALITÀ DI CALCOLO	
				AMBITI TERRITORIALI (articolo 7)	
				Aree A, B	Aree C
2	Impermeabilizzazione potenziale media	da > 0,03 a ≤ 0,1 ha (da > 300 a ≤ 1.000 mq)	> 0,4	Metodo delle sole piogge (vedi articolo 11 e allegato G)	Requisiti minimi articolo 12 comma 2
		da > 0,1 a ≤ 1 ha (da > 1.000 a ≤ 10.000 mq)	qualsiasi		
		da > 1 a ≤ 10 ha (da > 10.000 a ≤ 100.000 mq)	≤ 0,4		
3	Impermeabilizzazione potenziale alta	da > 1 a ≤ 10 ha (da > 10.000 a ≤ 100.000 mq)	> 0,4	Procedura dettagliata (vedi articolo 11 e allegato G)	
		> 10 ha (> 100.000 mq)	qualsiasi		

La modalità di calcolo da utilizzare per il progetto è la “Procedura dettagliata”, descritta nell’articolo 11 del R.R. n.8 del 19 aprile 2019 in aggiornamento al R.R. del n.7 del 23 novembre 2017.

La procedura dettagliata si basa sulle curve di possibilità pluviometrica generate da dati provenienti dalla banca dati di ARPA Lombardia, per il settore di territorio interessato.

Considerando un evento con tempo di ritorno  $t$  di 50 anni dalle linee segnalatrici di probabilità pluviometrica (figura 5), si possono ricavare i parametri necessari a determinare il volume di pioggia per l’evento stimato.

I parametri, desunti dalle linee segnalatrici ARPA,  $a$  (=  $a_1 \cdot wT$ ) e  $n$  valgono rispettivamente:

$$a = 62.68 \text{ mm/ora}$$

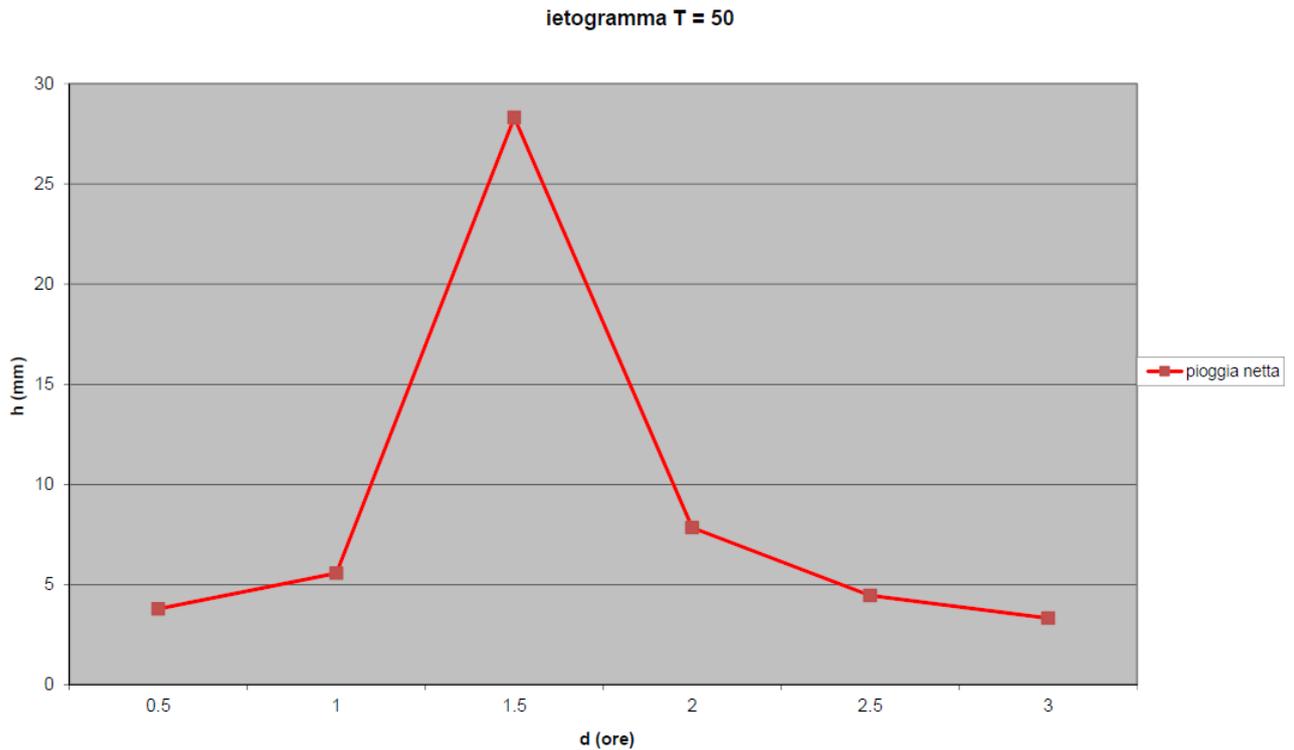
$$n = 0,3388$$

Il sottosuolo dell’area di interesse è, come già mostrato nel paragrafo precedente e come verrà mostrato in seguito, di natura prevalentemente ghiaiosa, senza interferenza con la falda freatica.

In base al R.R. n.7 del 23 novembre 2017 e successiva modifica con R.R. n.8 del 19 aprile 2019, una parte delle acque meteoriche può essere addotta alla rete fognaria pubblica nel rispetto della portata limite ammissibile complessiva che, essendo  $u_{lim} = 10$  l/s per ettaro di superficie scolante impermeabile dell'intervento, è pari a:

$$1,455 \text{ ettari} \times 0,9 \times 10 = 13,095 \text{ l/s.}$$

Lo ietogramma di progetto che si ottiene dai dati storici di precipitazione (ricavati dalle stazioni di Varese e Busto Accam) è il seguente (figura 11):



*Figura 11: ietogramma di progetto per area di Via Beccaria*

L'idrogramma di piena relativo ai contributi di tutte le componenti di terreno presenti sull'area, in base al loro coefficiente di deflusso, è di seguito rappresentato (figura 7):

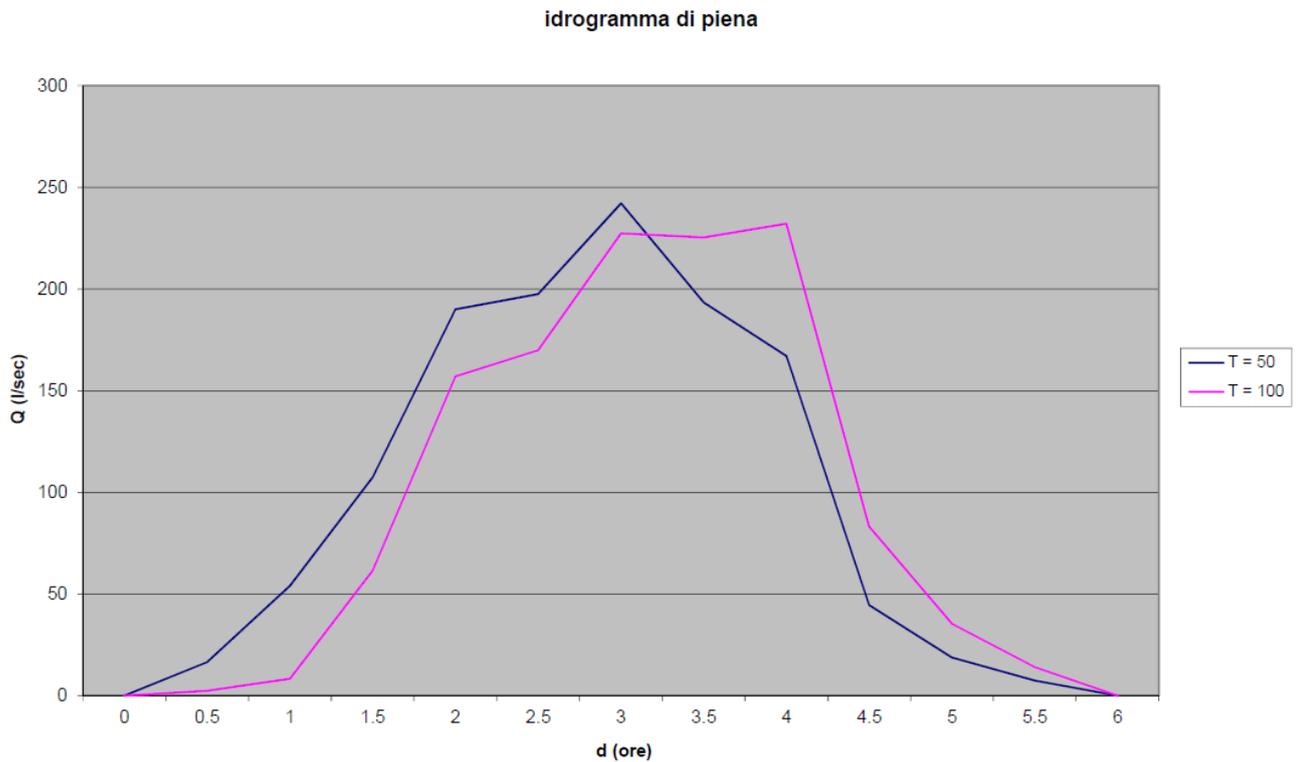


Figura 12: idrogramma di piena per area di Via Beccaria

La portata al colmo, per un tempo di ritorno  $t=50$  anni, è di 242,14 l/s. La portata limite ammissibile che può essere adottata alla rete fognaria pubblica è, come indicato in precedenza, 13,095 l/s. Pertanto si ha che la portata relativa all'evento è  $242,14 \text{ l/s} - 13,095 \text{ l/s} = 229,045 \text{ l/s}$ . Considerando un intervallo di tempo di 30 minuti si avranno circa  $412 \text{ m}^3$  di acqua meteorica da ospitare nel sistema di stoccaggio e dispersione.

Il volume di acqua calcolato verrà convogliato in un sistema di pozzi perdenti. Le acque dei piazzali, dei parcheggi e della viabilità saranno preventivamente indirizzate ad un disoleatore e, successivamente, saranno convogliate al sistema drenante.

## 8.2.2 Progetto per lo smaltimento dei volumi di acqua nel sottosuolo

### 8.2.2.1 Acque di prima pioggia

La L.R. Lombardia n° 62 del 27/05/1985, sostituita dalla Legge n. 4, del 24 marzo 2006 (Disciplina dello smaltimento delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne, in attuazione dell'Art. 52, comma 1, lettera a) della L.R. 12 dic. 2003, n. 26), definisce «evento meteorico» una o più precipitazioni atmosferiche, anche tra loro temporalmente distanziate, di altezza complessiva di almeno 5 mm, che si verifichi o che si susseguano a distanza di almeno 96 ore da un analogo precedente evento. Considera «acque di prima pioggia» quelle corrispondenti per ogni evento meteorico ad una precipitazione di 5 mm uniformemente distribuita sull'intera superficie scolante servita

dalla rete di drenaggio. Ai fini del calcolo delle portate, si stabilisce che tale valore si verifichi in non più di quindici minuti.

Considerando la superficie dell'area interessata dal recupero delle acque di prima pioggia (viabilità, piazzali e parcheggi) e l'evento massimo con tempo di ritorno di 50 anni, il volume stimato di acqua di prima pioggia è di circa 206 m<sup>3</sup>. L'impianto di raccolta dei volumi di acqua prevista sarà costituito da un sistema per il trattamento delle acque di prima pioggia, come già indicato nel paragrafo precedente, che saranno successivamente trasferite al sistema di raccolta e drenaggio.

### 8.2.2.2 Caratteristiche idrauliche dei terreni in sito e sistema di smaltimento

Per poter garantire la dispersione nel sottosuolo delle acque meteoriche in un tempo ragionevole, è necessario che il terreno laterale o di fondo, a contatto con il dreno interposto alle pareti delle vasche, abbia una permeabilità medio-buona.

A questo proposito, per verificare le condizioni di conducibilità idraulica del terreno che ospiterà i pozzi perdenti, sono state eseguite 2 prove a carico variabile disposte in altrettanti punti all'interno dell'area di interesse, ad una profondità di 120 e 150 cm (figura 13).



Figura 13: planimetria stato di fatto con ubicazione punti di scavo (scala 1:1000)

A partire dal piano campagna, gli scavi eseguiti hanno permesso di evidenziare un livello superficiale, spesso circa 60 cm, costituito per i primi 10 cm da asfalto e per i restanti 50 cm da un sottofondo costituito in prevalenza da ciottoli, massi e ghiaia. Da circa 60 cm di profondità fino a 150 cm la litologia è costituita in prevalenza da Sabbia limosa, in parte argillosa con rari Ciottoli (foto 13 e foto 14).



Foto 13: Esecuzione scavo 1 per prova infiltrometrica



Foto 14: Esecuzione scavo 2 per prova infiltrometrica

La prova “a carico variabile” viene eseguita realizzando un pozzetto a base quadrata, riempiendo questo di acqua, previa saturazione del terreno (foto 15 e 16), misurando la portata di assorbimento in termini di variazione del livello dell’acqua nel pozzetto ad un certo intervallo di tempo.



Foto 15 e 16: assorbimento acqua per raggiungimento saturazione in scavo 1 (a sinistra) e scavo 2 (a destra)

La permeabilità del terreno viene calcolata con la seguente formula:

$$K = \frac{(h_1 - h_2) [1 + (2h_m/b)]}{(t_2 - t_1) (27h_m/b) + 3}$$

Dove:

$h_2$  (m) = livello dell’acqua al tempo  $t_2$  (s)

$h_1$  (m) = livello dell’acqua al tempo  $t_1$  (s)

$b$  (m) = lato del pozzetto

$h_m$  (m) = altezza media dell’acqua

Dall’esito delle prove eseguite (foto 17, 18, 19 e 20) è stato ricavato un valore di permeabilità medio pari  $7,8 \times 10^{-5}$  m/s (figura 14).



Foto 17 e 18: inizio prova infiltrometrica in scavo 1 (a sinistra ) e scavo 2 (a destra)



Foto 19 e 20: fine prova infiltrometrica in scavo 1 (a sinistra ) e scavo 2 (a destra)

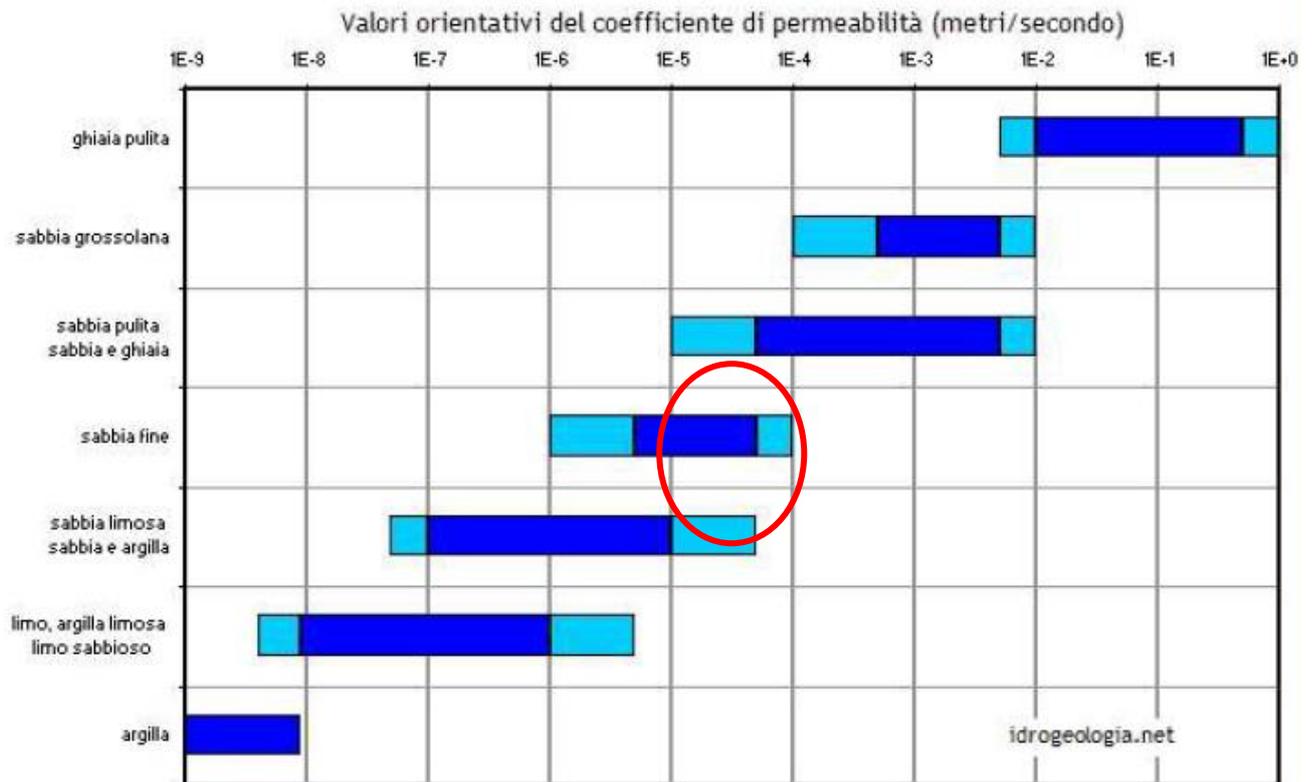


Figura 14: valori orientativi del coefficiente di permeabilità orizzontale in m/s per terreni sciolti a granulometria decrescente dalle ghiaie alle argille (diagramma tratto dal sito Idrogeologia.net \_ Ph. D Geol. G. Bernagozzi):

Considerando come tipologia di sistema di stoccaggio delle acque meteoriche un impianto sotterraneo di infiltrazione con pozzi perdenti (figura 15), si deve verificare la portata di infiltrazione del terreno ospitante il pozzo in modo da avere uno svuotamento dello stesso entro un tempo di 48 ore.

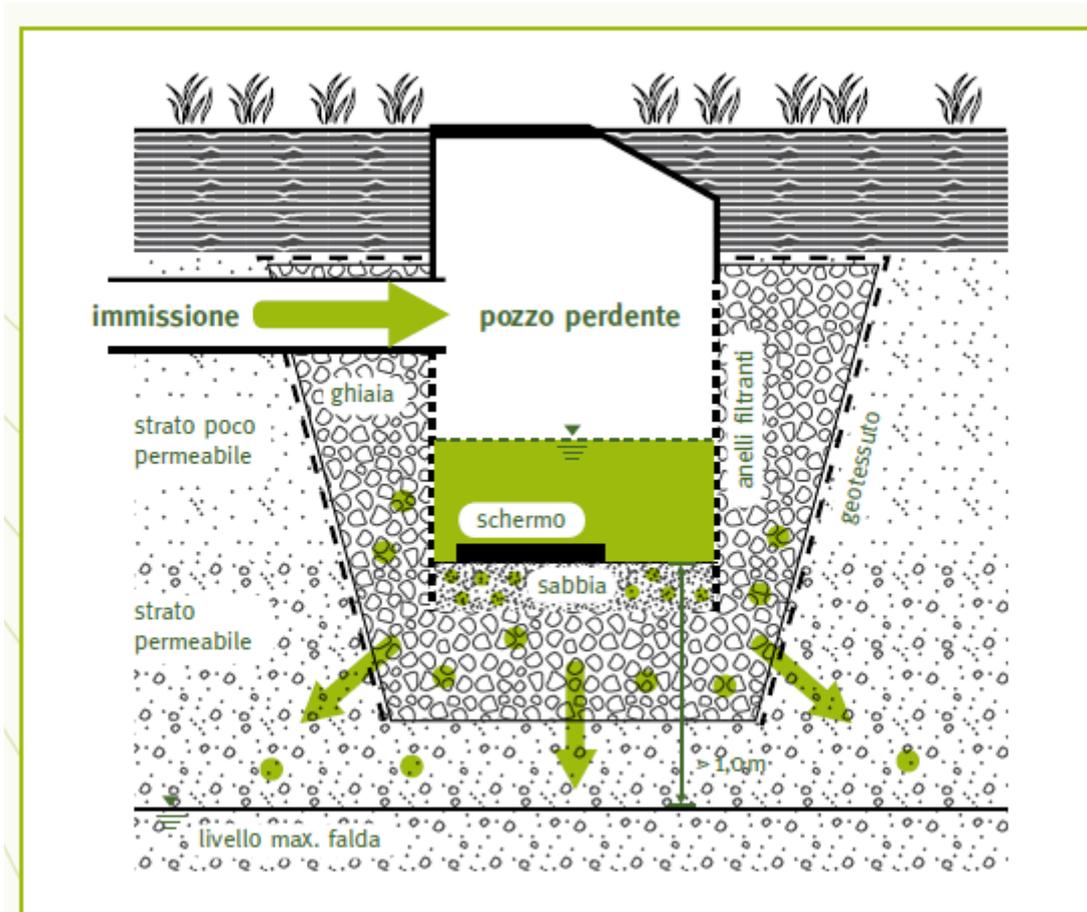


Figura 15: sistema di infiltrazione realizzato con pozzo perdente (tratto da “Linee guida per la gestione sostenibile delle acque meteoriche” \_ Provincia Autonoma di Bolzano)

Ipotizzando di realizzare 11 pozzi perdenti di diametro 2,5 m con fondo aperto e filtri laterali aggiuntivi, si determina la capacità di infiltrazione partendo dai seguenti dati:

K = permeabilità del terreno calcolata in  $7,8 \cdot 10^{-5}$  m/s

S = sezione del pozzo

D = fattore di forma dipendente dalla forma del pozzo

Si ottiene:

$$Q_{inf} = S \cdot K \cdot D \text{ (m}^3\text{/s)}$$

$$Q_{inf} = \text{Capacità di infiltrazione} = 3,14 (1,25 \cdot 1,25) \cdot 7,8 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3\text{/s} = 1,377 \text{ m}^3\text{/h}$$

Dovendo ciascun pozzo smaltire un volume pari a circa  $56 \text{ m}^3$  il tempo impiegato per lo svuotamento sarà:

$$t_1 \text{ (ore): } 56 / 1,377 = 40,7 \text{ ore}$$

Il tempo di svuotamento rientra nel limite di 48 ore previsto dal R.R. n.7

### 8.2.2.3 Descrizione dell'impianto di raccolta delle acque meteoriche

Sulla base di quanto determinato nei paragrafi precedenti l'impianto di raccolta e smaltimento delle acque meteoriche, dimensionato per un tempo di ritorno  $t = 50$  anni, è costituito dal posizionamento di 11 pozzi di diametro 2,5 m della capacità di circa  $56 \text{ m}^3$  con altezza utile 4 m e 1 m di dreno laterale (figura 16).



Figura 16: possibile disposizione dei pozzi perdenti e collegamenti per il recupero delle acque meteoriche

Come rappresentato in figura 16, le acque meteoriche provenienti dai parcheggi, dalla viabilità e dai piazzali vengono preventivamente convogliate in un separatore d'olio e successivamente trasferite al pozzo drenante. Le acque dei pluviali degli edifici in progetto sono raccolte e trasferite ai pozzi drenanti.

#### **8.2.2.4 Manutenzione ordinaria e straordinaria**

Lo scopo dei lavori di manutenzione è quello di realizzare un singolo intervento o un insieme di interventi consistenti nella riparazione o adeguamento di un impianto o manufatto.

Gli interventi di manutenzione ordinaria sono interventi che riguardano le opere necessarie ad integrare o mantenere in efficienza gli impianti tecnologici esistenti.

Gli interventi di manutenzione straordinaria riguardano invece opere necessarie per rinnovare o sostituire parti dell'impianto, che non alterino i volumi e le superfici dello stato di fatto.

Sulla base di questa premessa di seguito viene indicato un programma di manutenzione per le parti che compongono l'impianto di stoccaggio e dispersione.

#### **Gronde:**

Una volta all'anno è consigliabile eseguire una ispezione delle gronde per verificare la presenza di materiale, vegetale o sedimenti, che può causare l'interruzione del flusso di acqua nelle tubazioni.

#### **Tubazioni di trasferimento ai pozzi perdenti:**

I canali e le tubazioni vanno ispezionati con cadenza semestrale eseguendo le seguenti verifiche:

- Verifica del corretto deflusso dell'acqua
- Verifica dell'integrità delle condizioni strutturali
- Verifica della tenuta idraulica

Attività di manutenzione straordinaria dovuta ad eventi non prevedibili

- Sostituzione piccoli tratti di tubazione

#### **Pulizia dei pozzetti di sedimentazione e delle caditoie:**

Le pulizie dei pozzetti di sedimentazione e delle caditoie devono essere effettuate almeno una volta all'anno e comunque sempre dopo eventi meteorici intensi che generalmente causano un consistente deposito di sabbie, polveri e comunque materiale pesante che se in eccesso potrebbe ostruire il sifone ed impedire lo scarico; quanto sopra in particolare dopo piogge che seguono lunghi periodi di siccità. Questa operazione può essere eseguita con apparecchiatura combinata montata su autocarro

provvisto di pompa, cisterna divisa in 2 scomparti, impianto oleodinamico e aspirante, ed il rifiuto prelevato conferito presso gli impianti di smaltimento autorizzati.

**Pozzi perdenti:**

I pozzi perdenti vanno ispezionati con cadenza semestrale eseguendo le seguenti verifiche attraverso il portello ispezione:

- Verifica del corretto afflusso delle acque
- Verifica dell'integrità degli elementi strutturali
- Verifica della pulizia interna del pozzo

Attività di manutenzione straordinaria dovuta ad eventi non prevedibili

- Rifacimento/sostituzione elementi strutturali
- **Manutenzione dei separatori d'olio:**
- La norma UNI-EN 858-2 prevede la manutenzione dei desoleatori almeno una volta ogni 6 mesi, da parte di personale qualificato. Le parti che verranno ispezionate in particolare saranno:
  - Sedimentatore
  - Separatore dell'olio
  - Colonna di capionamento

In sintesi, nella seguente tabella, vengono riassunte le attività di manutenzione sopra descritte con le tempistiche raccomandate.

PROGRAMMA DI MANUTENZIONE IMPIANTO	FREQUENZA ISPEZIONI (MESI)	ISPEZIONI AD OGNI EVENTO METEORICO IMPORTANTE
gronde	12	
Tubazioni e canali	6	X
Caditoie e pozzetti	12	X
Pozzi perdenti	6	X
Impianto desoleatore	6	X

## **9 INDAGINI GEOGNOSTICHE SUPPLEMENTIVE DA ESEGUIRE IN FASE ESECUTIVA**

La campagna di indagini geognostiche da eseguire sul terreno del Piano Attuativo, oltre ad essere una raccomandazione contenuta nelle norme geologiche di piano, è necessaria per ricavare con precisione i parametri geotecnici del terreno che l'ingegnere strutturista utilizzerà per il dimensionamento delle opere di fondazione (secondo il D.M. 17/01/2018 Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni).

In base al progetto già riportato in figura 8, considerando che sono già state eseguite n. 5 prove penetrometriche nei settori esterni agli edifici attualmente presenti, si prevede di realizzare una seconda serie di prove penetrometriche (indicativamente in numero di 6).

Per la tipologia e la destinazione d'uso degli edifici in progetto si deve prevedere l'esecuzione di una indagine sismica (MASW) allo scopo di procedere all'analisi sismica di secondo livello.

Eventuali altre prove o analisi di laboratorio saranno prese in considerazione qualora il Progettista della struttura richiedesse l'acquisizione di parametri geotecnici più dettagliati.

## **10 CONCLUSIONI**

Nell'area corrispondente al Piano Attuativo AT07 di Via Beccaria in comune di Tradate, sono in fase di progettazione tre edifici a destinazione commerciale (figura 8). L'area, attualmente dismessa, è stata caratterizzata e bonificata nel corso dell'anno 2008 con certificazione emessa dalla Provincia di Varese (settore Ecologia ed Energia) in data 17/10/2008.

Nella Carta di Fattibilità Geologica contenuta nello studio Geologico a supporto del PGT di Tradate, l'area del Piano Attuativo rientra in classe di fattibilità 2b ovvero: fattibilità con modeste limitazioni legate alla verifica dei terreni portanti.

L'area del Piano Attuativo si presenta piana e, ad esclusione della fascia a verde confinante con Via Europa, la restante parte è coperta da tre edifici dismessi con viabilità realizzata in asfalto.

Sull'area del sito AT07 e nel suo intorno non sono presenti corsi d'acqua.

La presenza del pozzo n. 34 che dal 2009 contribuisce all'approvvigionamento idrico del Comune determina, oltre alla fascia di divieto assoluto di 10 m, una fascia di rispetto (definita con criterio temporale) che interessa il settore settentrionale ed occidentale dell'area, su cui dovranno essere rispettate le raccomandazioni e i divieti presenti nell'art. 94 del D.lgs 152/06 e nella D.G.R. del 10/04/2003 n. 7/12693, come dettagliatamente riportato al paragrafo 4.2 del presente documento.

L'esecuzione di n. 5 prove penetrometriche dinamiche condotte fino ad una profondità di 10 m e distribuite in modo da coprire l'intera area, ha permesso di identificare un modello geotecnico su cui sono state eseguite delle prime valutazioni in termini di capacità portante e cedimenti a due diverse profondità del piano di posa delle fondazioni.

Ai sensi del R.R. n. 7 del 23 novembre 2017 e successiva modifica con R.R. n.8 del 19 aprile 2019, è stato predisposto il progetto di Invarianza Idraulica e Idrologica, sulla base del progetto preliminare e sull'esito delle prove infiltrometriche realizzate nel sito.

Detto che la progettazione dovrà essere condotta adottando i criteri antisismici ai sensi del D.M. 17 gennaio 2018 (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni), la realizzazione del progetto dell'area commerciale non porterà modifiche agli assetti idrografico, idrogeologico e geomorfologico esistenti.

Si esprime quindi parere favorevole alla fattibilità geologica del progetto sull'area del Piano Attuativo AT07.

Agosto 2019

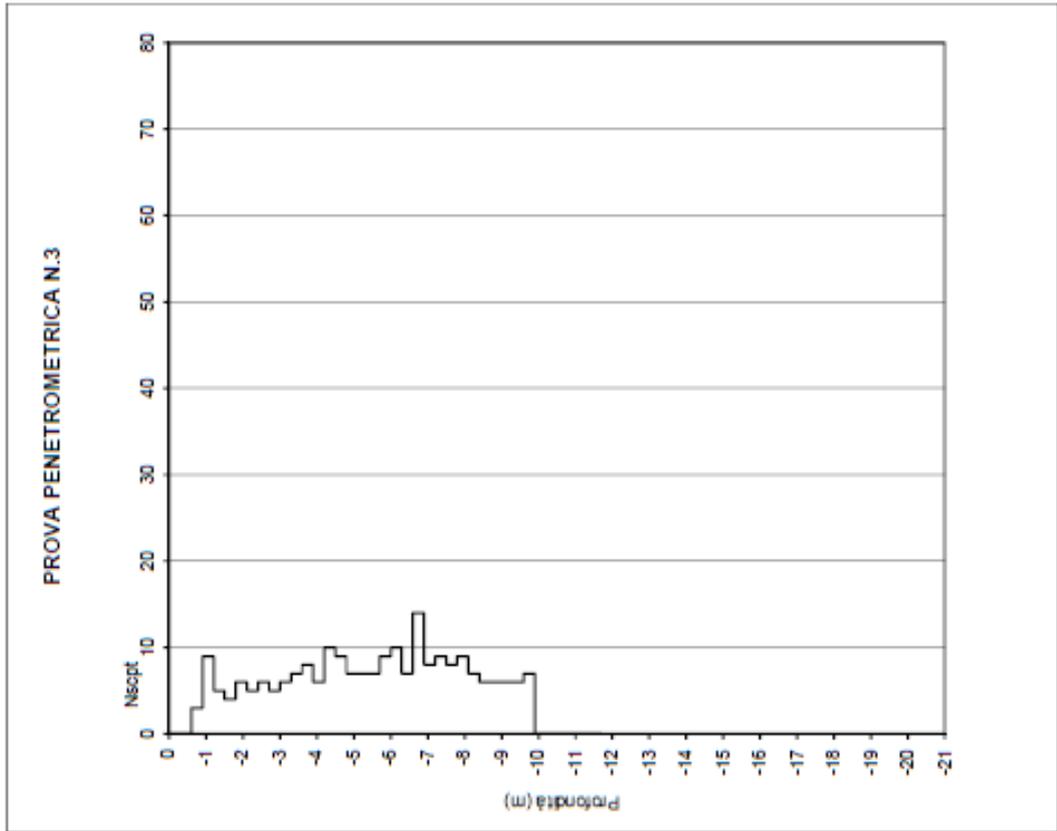
Il Tecnico:

Dott. Geol. Michele Salvatore

## GRAFICI E TABELLE PROVE PENETROETRICHE

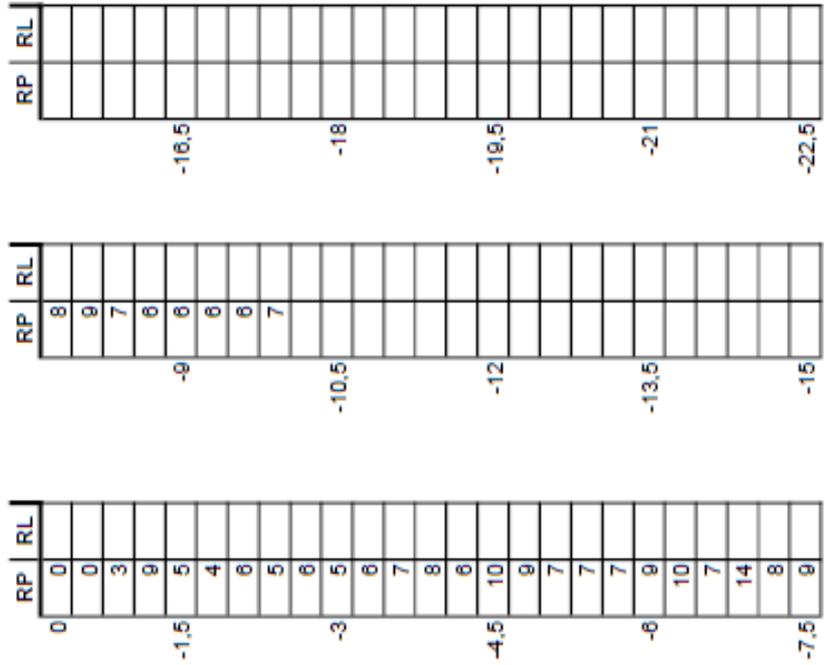


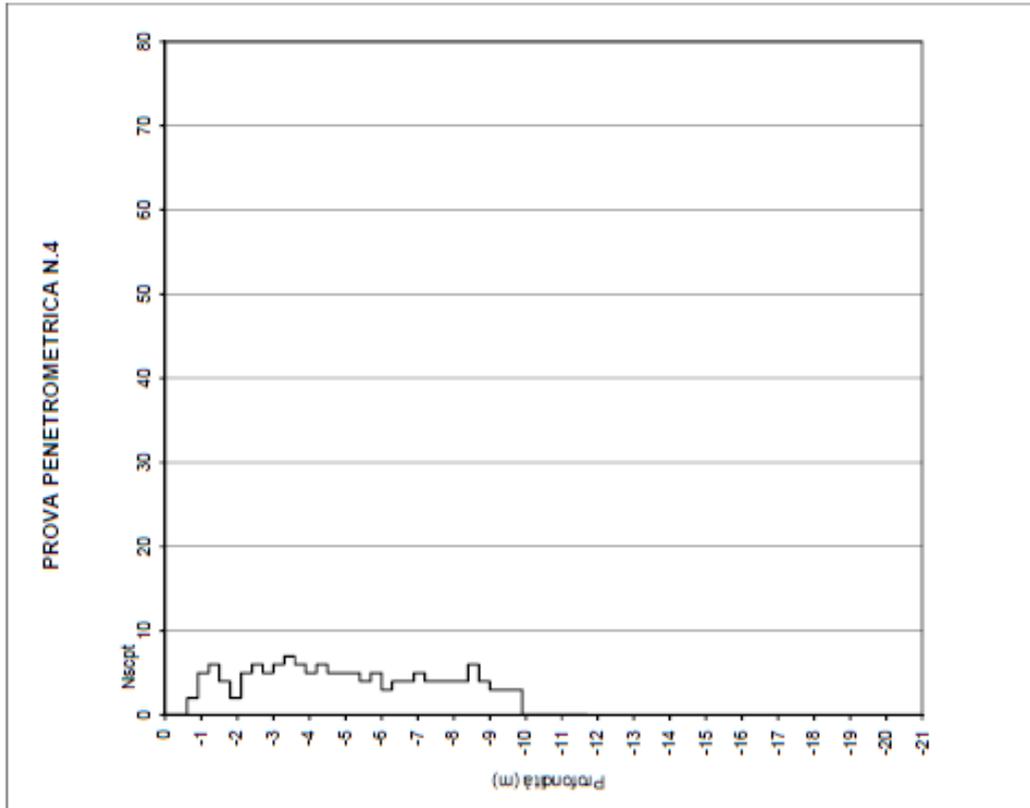




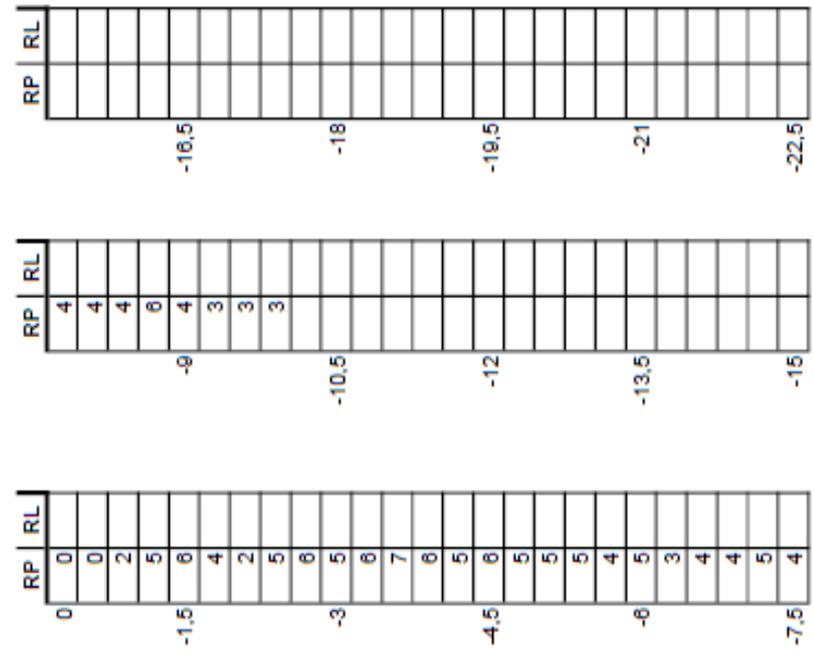
COMMITTENTE: Michele Salvatore  
 CANTIERE DI TRADATE - VIA BECCARIA  
 PROFONDITA' DELLA FALDA :NON RILEVATA  
 DATA DI ESECUZIONE DELLE PROVE : 05/08/19

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA S.C.P.T. (STANDARD A.G.I.)





COMMITTENTE: Michele Salvatore  
 CANTIERE DI TRADATE - VIA BECCARIA  
 PROFONDITA' DELLA FALDA : NON RILEVATA  
 DATA DI ESECUZIONE DELLE PROVE : 05/08/19  
 PROVA PENETROMETRICA DINAMICA CONTINUA S.C.P.T. (STANDARD A.G.I.)





## INTERPRETAZIONE COLONNE STRATIGRAFICHE

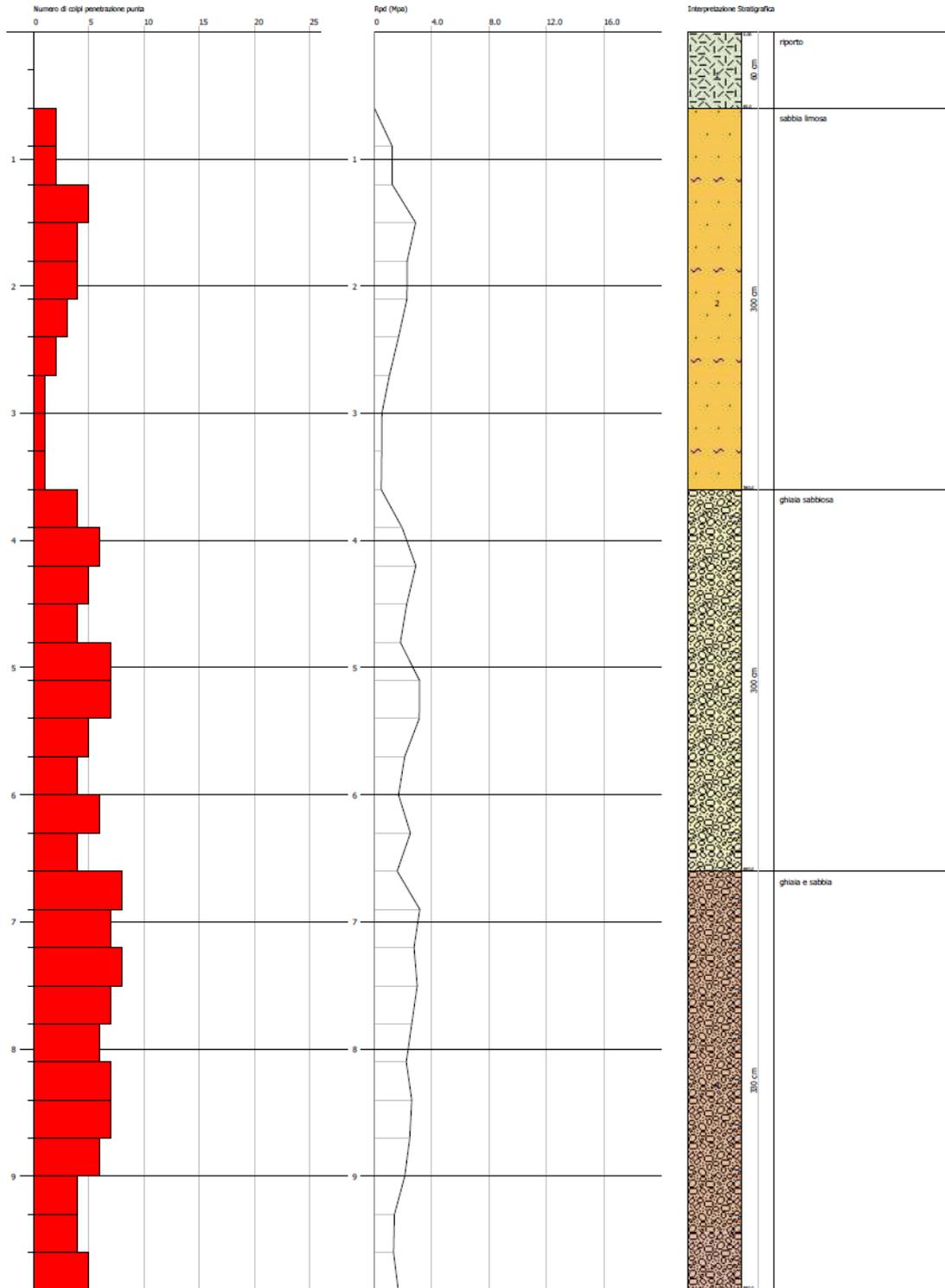
GEOSTRU SOFTWARE SRL  
VIA LUNGOMARE  
89032 BIANCO RC ITALY  
www.geostru.com

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DP 1**  
Strumento utilizzato... SPT TG 63-200 PAGANI

Committente: ADD  
Cantiere: Via Beccaria  
Località: Tracise

Data: 05/06/2019

Scala 1:10



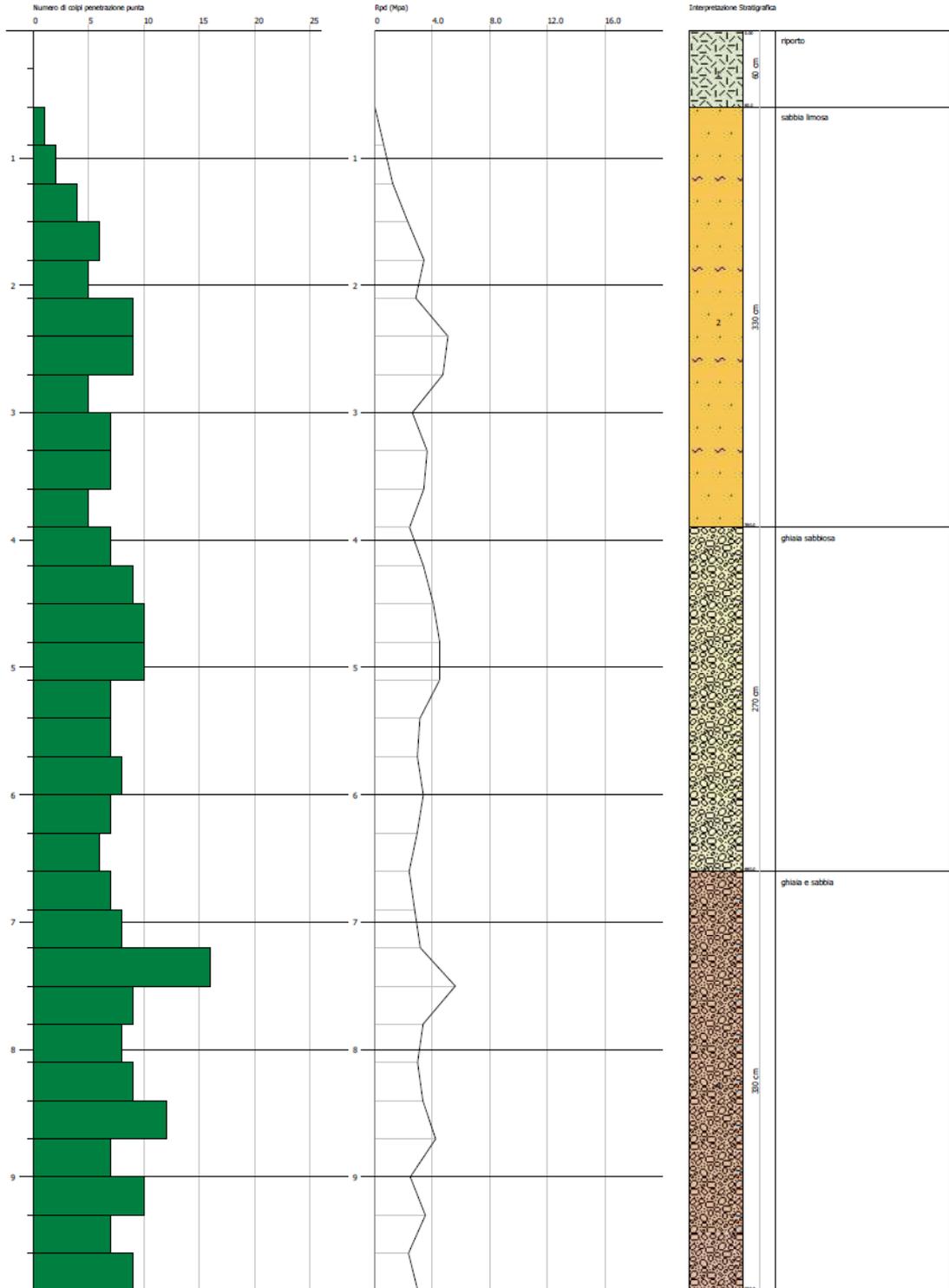
GEOSTRU SOFTWARE SRL  
 VIA LINDOMARE  
 89032 BEANCO RC ITALY  
 www.geostru.com

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DP 2**  
**Strumento utilizzato... SPT TG 63-200 PAGANI**

Committente: ADO  
 Cantiere: Via Beccaria  
 Località: Traglia

Data: 05/08/2019

Scala 1:40



SIGNATURE 1

SIGNATURE 2

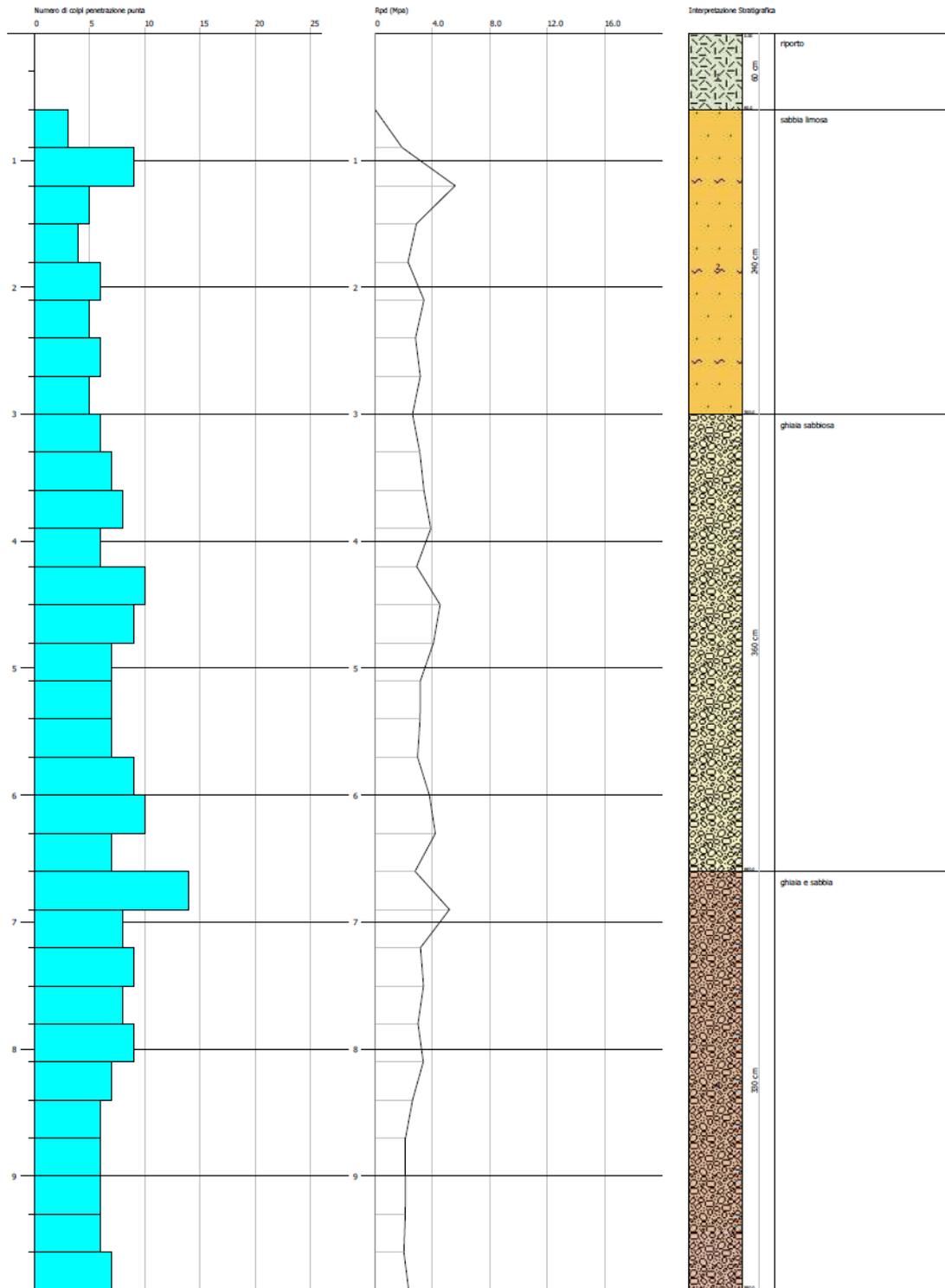
GEOSTRU SOFTWARE SRL  
 VIA LUNGOMARE  
 89032 BRANCO (RC ITALY)  
 www.geostru.com

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DP 3**  
**Strumento utilizzato... SCPT TG 63-200 PAGANI**

Committente: ADO  
 Cantiere: Via Beccaria  
 Località: Tracate

Data: 05/06/2019

Scala 1:42



SIGNATURE 1

SIGNATURE 2

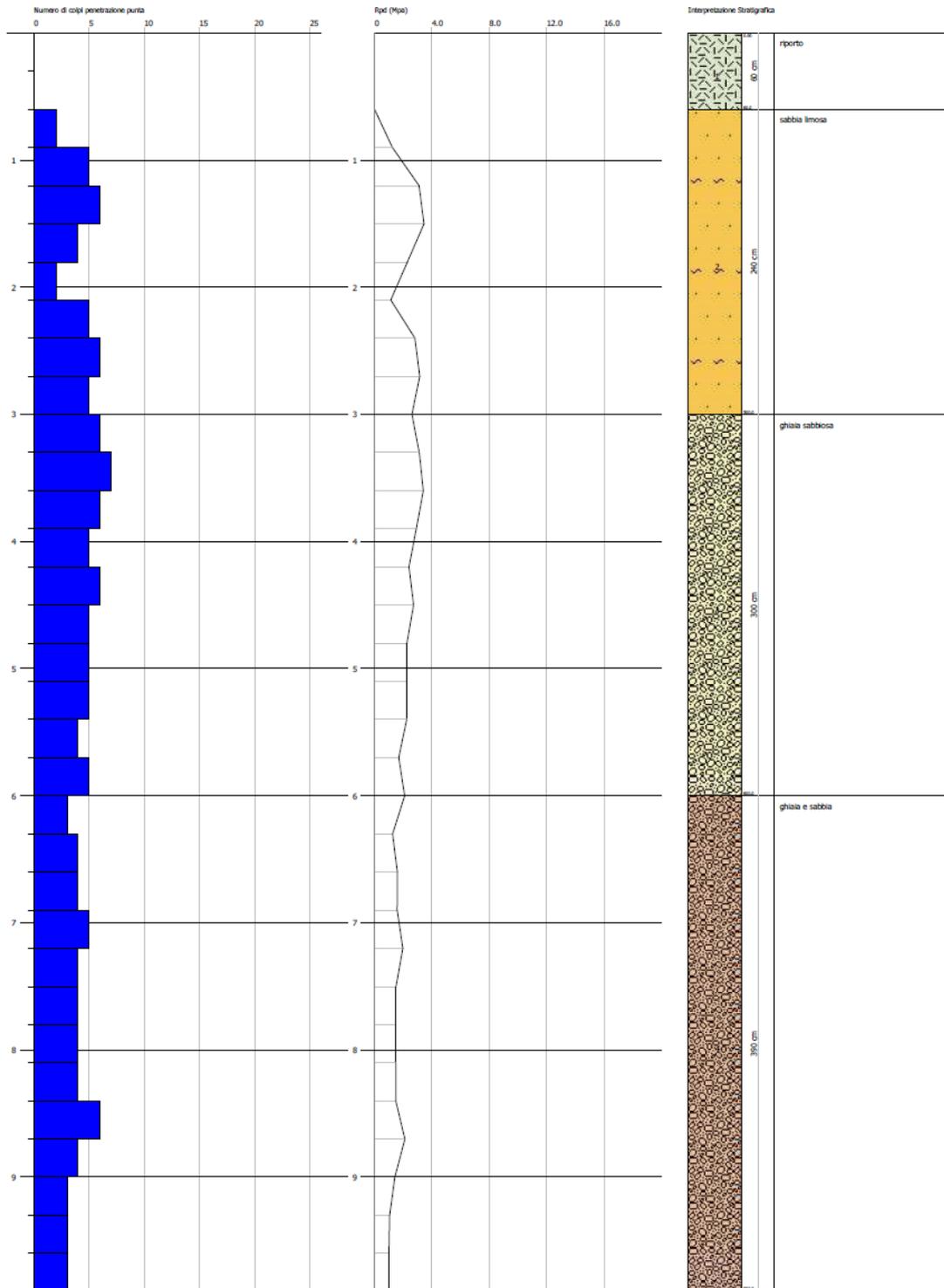
GEOSTRU SOFTWARE SRL  
 VIA LINGONARE  
 59033 BIANCO IN. ITALY  
 www.geostru.com

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DP 4**  
**Strumento utilizzato... SCPT TG 63-200 PAGANI**

Committente: ADO  
 Cantiere: Via Beccaria  
 Località: Tradate

Data: 05/06/2019

Scala 1:40



SIGNATURE 1

SIGNATURE 2

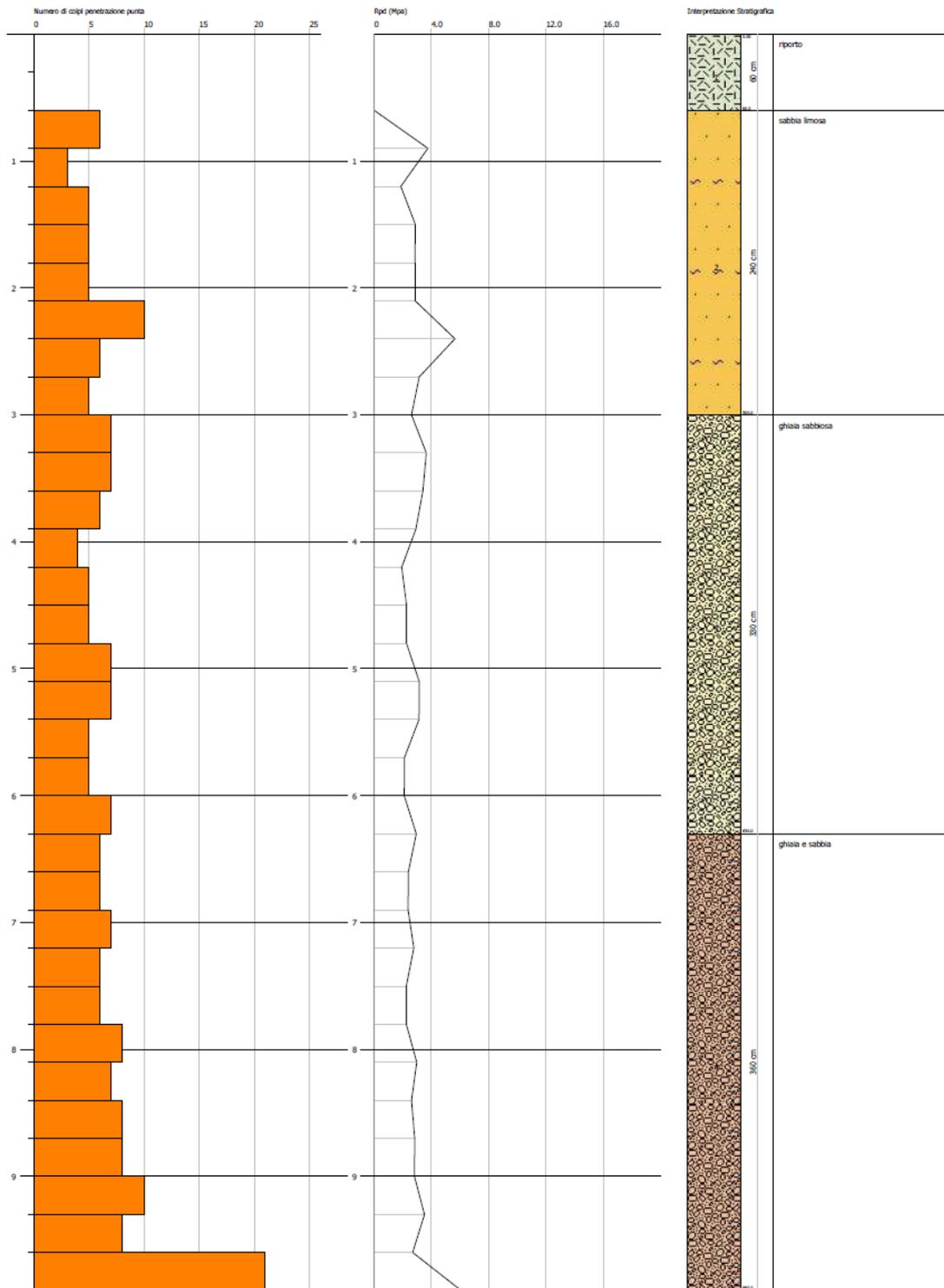
GIOSTRU SOFTWARE SRL  
 VIA LINGOMARE  
 89032 BIANCO RC, ITALY  
 www.giostru.com

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DP 5**  
**Strumento utilizzato... SCPT TG 63-200 PAGANI**

Committente: ADO  
 Cantiere: Via Beccaria  
 Località: Tracelle

Data: 05/06/2019

Scala 1:10



SIGNATURE 1

SIGNATURE 2