

---

Comune di Suisio  
Provincia di Bergamo

**Rapporto geologico - geotecnico con indicazioni idrogeologiche e di caratterizzazione  
sismica sui terreni siti in via De Gasperi, in comune di Suisio (Bg), quale supporto  
specialistico al progetto di realizzazione nuovi edifici residenziali nell'ambito del "Piano  
Attuativo Atr 8 comparto B - residenziale"**

Elaborato R1 - R 2 - R3

Redatto ai sensi della D.G.R. 2616/2011 e delle NTC 2018

**Committente:**

SC Immobiliare S.r.l.  
Via San Rocco, 283 - Calusco D'Adda (Bg)

Dott. Norberto Invernici  
geologo  
N° Iscr. O.R.G.L. 990

Bergamo, 24 Novembre 2021



## Indice

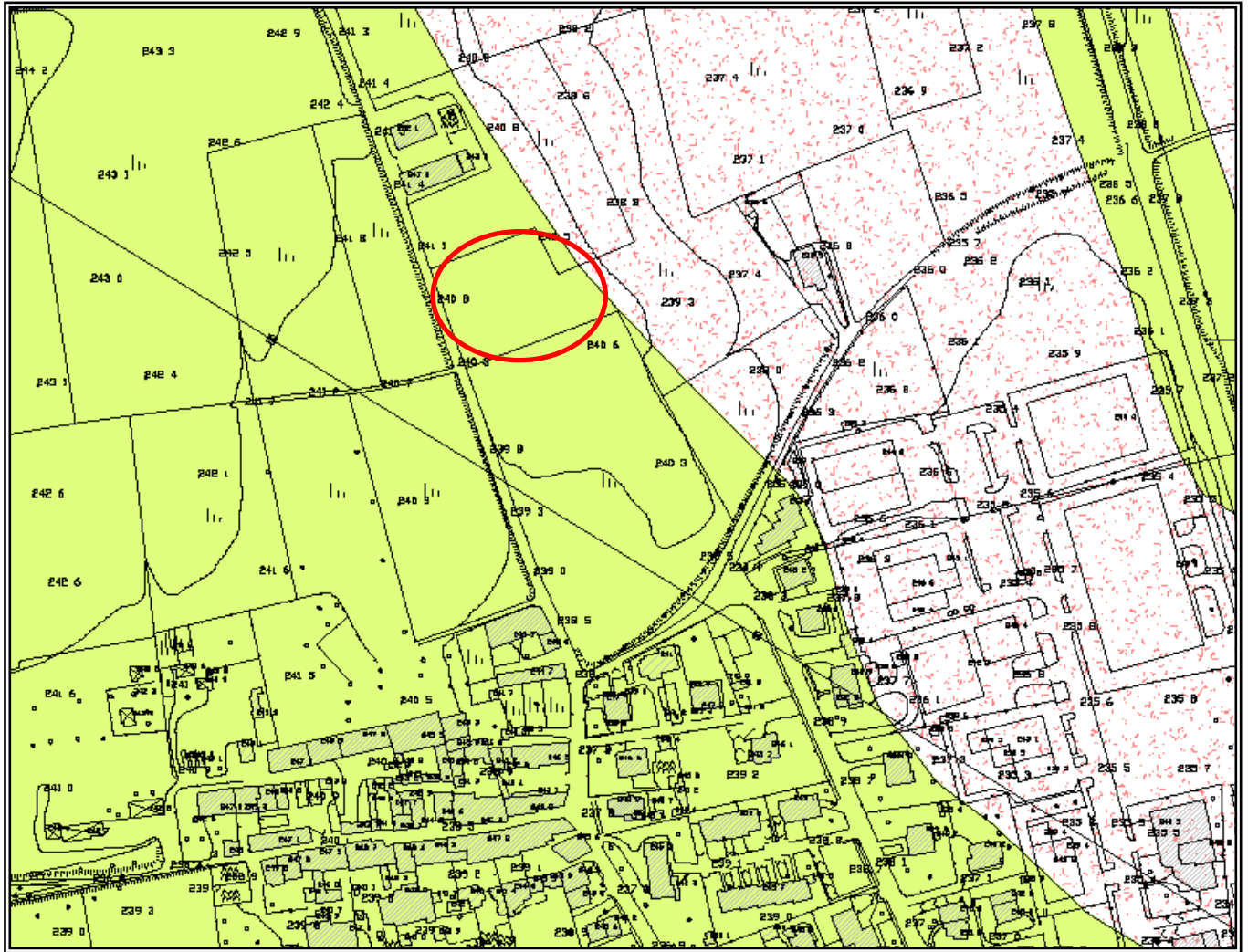
1.0 - Premessa	2
2.0 - Inquadramento geologico - geomorfologico - pedologico	2
2.1 Vulnerabilità dell'acquifero	3
3.0 - Indagini in sito	5
3.1 Prove penetrometriche dinamiche continue SCPT	6
3.3.1- Correlazione SCPT - SPT ed interpretazioni geotecniche	6
3.2 Indagini HVSR	8
4.0 Elementi di microzonazione sismica	8
4.1 Verifica liquefazione terreno di sottofondo	10
4.2 Analisi sismica di II Livello	10
5.0 Caratteristiche geotecniche terreni e verifiche carico limite	13
5.1 Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno	14
5.2 Esiti delle verifiche geotecniche relative alla resistenza dei terreni allo SLU	16
6.0 Conclusioni	17











## 1.0 - Premessa

Nel seguente rapporto sono illustrati gli esiti conseguiti dagli studi e dalle indagini di carattere geologico - geotecnico - idrogeologico e di caratterizzazione sismica dei terreni siti lungo via De Gasperi, in comune di Suisio (Bg), proponendosi quale supporto specialistico al progetto di realizzazione nuovi edifici residenziali nell'ambito del "Piano Attuativo Atr 8 comparto B - residenziale", L'area di intervento è sita a nord del centro abitato di Suisio (Bg) e risulta inserita in Classe 2 GT di fattibilità geologica (fattibilità con modeste limitazioni), dal vigente strumento di pianificazione territoriale comunale, considerato che l'ambito di riferimento è caratterizzato dalla presenza di livelli superficiali di terreno dotati di scadenti caratteristiche geotecniche. Dal punto di vista sismico il territorio comunale di Suisio (Bg) è stato classificato dalla D.G.R. della Lombardia n. X/2129, come comune in zona 3. Pertanto, in ottemperanza alle NtA di PGT e alle NTC 2018, è stato predisposto il seguente rapporto geologico - geotecnico con indicazioni idrogeologiche e di caratterizzazione sismica dei terreni di sottofondo, per definire la fattibilità, dal punto di vista geologico ed idrogeologico, delle opere di progetto nonché per acquisire i parametri idrogeologici e litotecnici caratteristici dei terreni di sottofondo (mediante esecuzione di indagini dirette in sito), indispensabili alla microzonazione sismica e alle verifiche geotecniche sulla portanza e sui cedimenti totali. L'assetto geologico del territorio è stato desunto dalla documentazione esistente (con particolare riferimento allo studio geologico di supporto alla pianificazione comunale di Suisio) e dai sopralluoghi eseguiti sulle aree di studio, mentre per l'acquisizione dei parametri litotecnici dei terreni di sottofondo si è fatto ricorso a specifiche indagini in sito, eseguite in data 4 Novembre 2021, mediante prove penetrometriche dinamiche continue SCPT, utilizzando il penetrometro Compac 75 Superpesante DPSH (Dynamic Probing Super Heavy), normalizzato secondo gli standard ISSMFE e mediante indagine sismica passiva a stazione singola HVSR (metodo di Nakamura/microtremori). Lo studio è stato predisposto seguendo i riferimenti legislativi e normativi riportati nella DGR 5001/2016, nella L.R. 33/2015, nella D.G.R. 2616/2011 e nelle NTC 2018.

## 2.0 - Inquadramento geologico - geomorfologico - pedologico

L'area oggetto di intervento è posta lungo via De Gasperi, a Nord del centro abitato Suisio (Bg), su terreni subpianeggianti e privi di evidenze geomorfologiche significative, ad esclusione degli orli di scarpata di terrazzi morfologici riferibili al raccordo tra il pianalto ferrettizzato ed i paleoalvei, che incidono la superficie topografica; tali elementi sono tuttavia posti a distanze tali dall'area di intervento da non costituire interferenza di alcun genere con le opere di progetto. Sul lotto da edificare non insistono vincoli di inedificabilità di carattere geologico - idrogeologico sovraordinati; le aree di intervento risultano tuttavia comprese entro i limiti della classe 2GT di fattibilità geologica (fattibilità con modeste limitazioni) del vigente PGT comunale, considerato che l'ambito di riferimento è caratterizzato dalla presenza di livelli superficiali di terreno dotati di scadenti caratteristiche geotecniche. L'idrografia superficiale dell'area di intervento risulta ben organizzata secondo il reticolo idrico naturalmente affermato riferibile al corso del Fiume Adda, il cui alveo attivo scorre tuttavia a quote e distanze tali dall'area di intervento, da non potersi attendere interferenze di alcun genere con le dinamiche di deflusso delle portate di massima piena. Lo studio eseguito si propone di definire la fattibilità geologica delle opere di progetto e di fornire all'Amministrazione Comunale gli strumenti necessari al rilascio dei relativi pareri. La cartografia



-  Accumuli detritici di origine antropica (DTA)
-  Depositi detritici di versante (DTV)
-  Depositi alluvionali attuali o recenti (AL)
-  Depositi alluvionali antichi (ALA)
-  Depositi fluviali-colluviali delle paleoincisioni sul Pianalto
-  Unità di Cantù – Pleistocene Superiore (CAN)
-  Unità di Carvico – Pleistocene Sup.re – Medio (CAR)
-  → Unità di Medolago – Pleistocene Medio (MED)
-  Ceppo Poligenico – Pleistocene Medio (C.P.)
-  Ceppo del Brembo – Pleistocene Inferiore (C.B.)

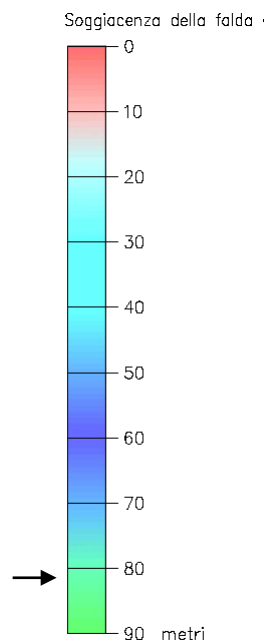
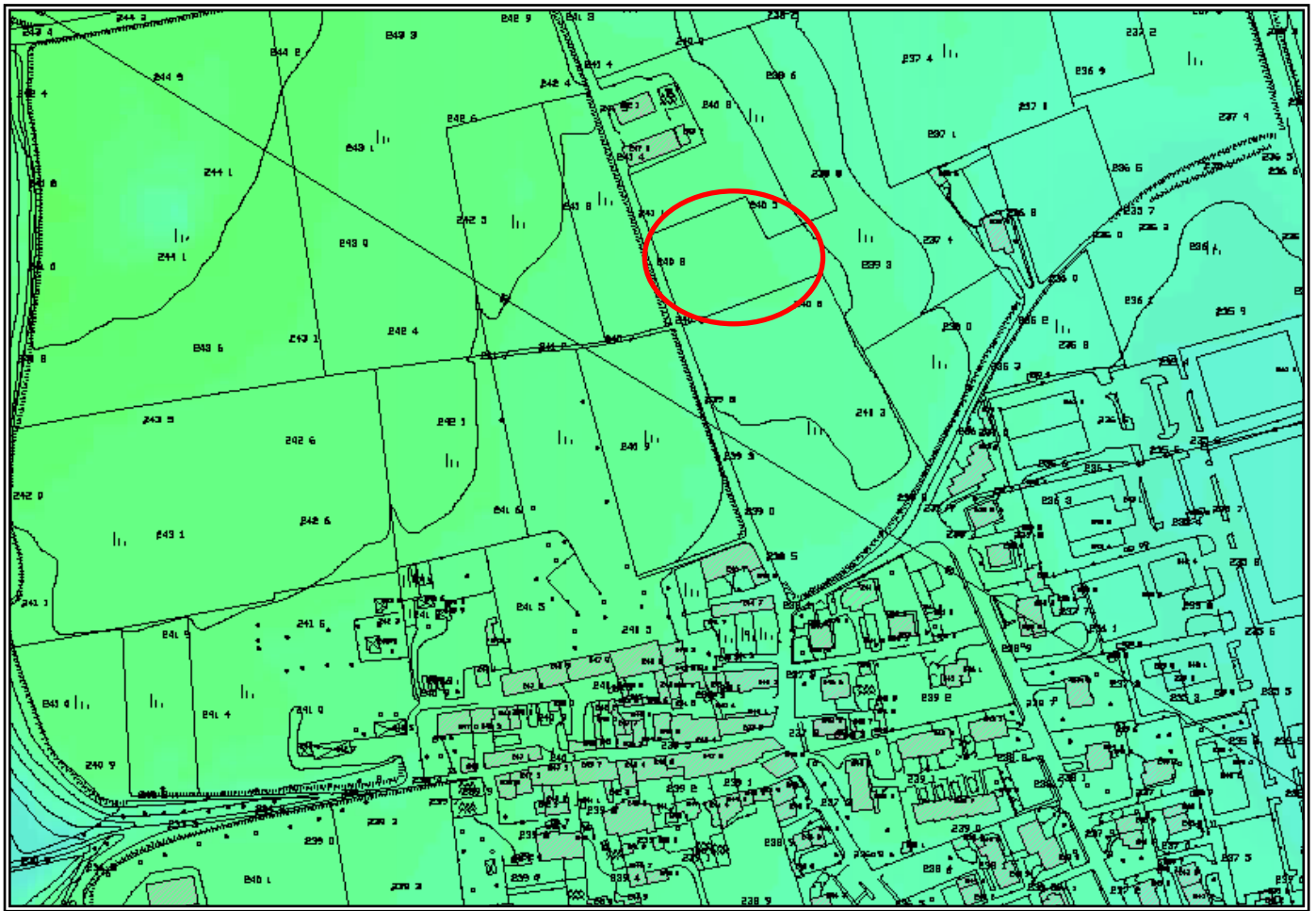
Stralcio della carta geologica dello studio geologico di PGT  
Non in scala

geologica ufficiale consultata (sia la carta geologica della Provincia di Bergamo in scala 1:25.000, sia la carta geologica a supporto dello studio geologico comunale), riferisce per le aree di intervento, la presenza, al piano campagna, di sedimenti continentali quaternari in facies fluvioglaciale descritti in letteratura con il nome di Unità di Medolago (Pleistocene Medio.). Tale Unità è caratterizzata per l'area in esame, dalla presenza di "depositi fluvioglaciali, che, fin dal secolo scorso, sono stati indicati con il nome generico di "ferretto" e che furono riferiti, a partire dal 1909, con il lavoro di Penck e Bruckner, al Mindel. L'unità comprende il terrazzo che risulta sensibilmente rilevato rispetto al Livello Fondamentale della Pianura ed appare delimitato su tutti i lati da scarpate nette, con dislivelli fino a 20 metri. La superficie del terrazzo è stata incisa da un reticolo idrografico ormai in gran parte fossile, costituito da valli poco depresse dal fondo prevalentemente piatto o concavo. Tale unità è rappresentata da depositi fluvioglaciali costituiti da ghiaie in matrice limoso argillosa pedogenizzata con ciottoli; la struttura risulta fortemente addensata senza un'evidente stratificazione. L'analisi petrografica dei ciottoli, prevalentemente arrotondati ed alterati (disgregabili), permette di riconoscerne la provenienza "alpina", con un'elevata percentuale di rocce endogene e metamorfiche, tra cui anche intrusivi basici e ultrabasici; i clasti calcarei risultano completamente decarbonatati. Alla sommità le ghiaie sono ricoperte da una coltre di loess in cui sono riconoscibili almeno due episodi deposizionali. Questi limi-limi argillosi di origine eolica, fluitati in varia misura, hanno suturato regolarizzando la superficie topografica sulla quale si sono depositi, pertanto il loro spessore risulta variabile ed essere anche molto potente. Nel caso specifico gli esiti delle penetrometrie eseguite e dell'osservazione diretta della stratigrafia lungo la sezione di scavo nel quale sono state condotte le prove di permeabilità, indicano la presenza di sedimenti superficiali costituiti da limi argillosi ed argille limose poco consistenti, caratterizzati da scadenti qualità geotecniche; tali livelli si spingono fino alle profondità massime indagate (10 m da p.c.). Le indicazioni di carattere geologico, geomorfologico ed idrogeologico emerse dallo studio delle aree di intervento e dai sopralluoghi in sito non hanno evidenziato la presenza di processi geomorfologici relitti, quiescenti o in atto, che possano, a seguito della realizzazione delle opere di progetto, evolvere verso forme di dissesto idrogeologico o che possano in qualche modo interferire con esse; lo studio geologico di PGT non individua inoltre situazioni di potenziale criticità idrogeologica e non prescrive pertanto, per l'area di intervento, l'adozione di alcuna misura di mitigazione/protezione preventiva e l'intervento risulta pertanto compatibile con la classe di fattibilità geologica attribuita e rispetta quanto previsto dalla DGR 2616/2011.

## 2.1 Vulnerabilità dell'acquifero

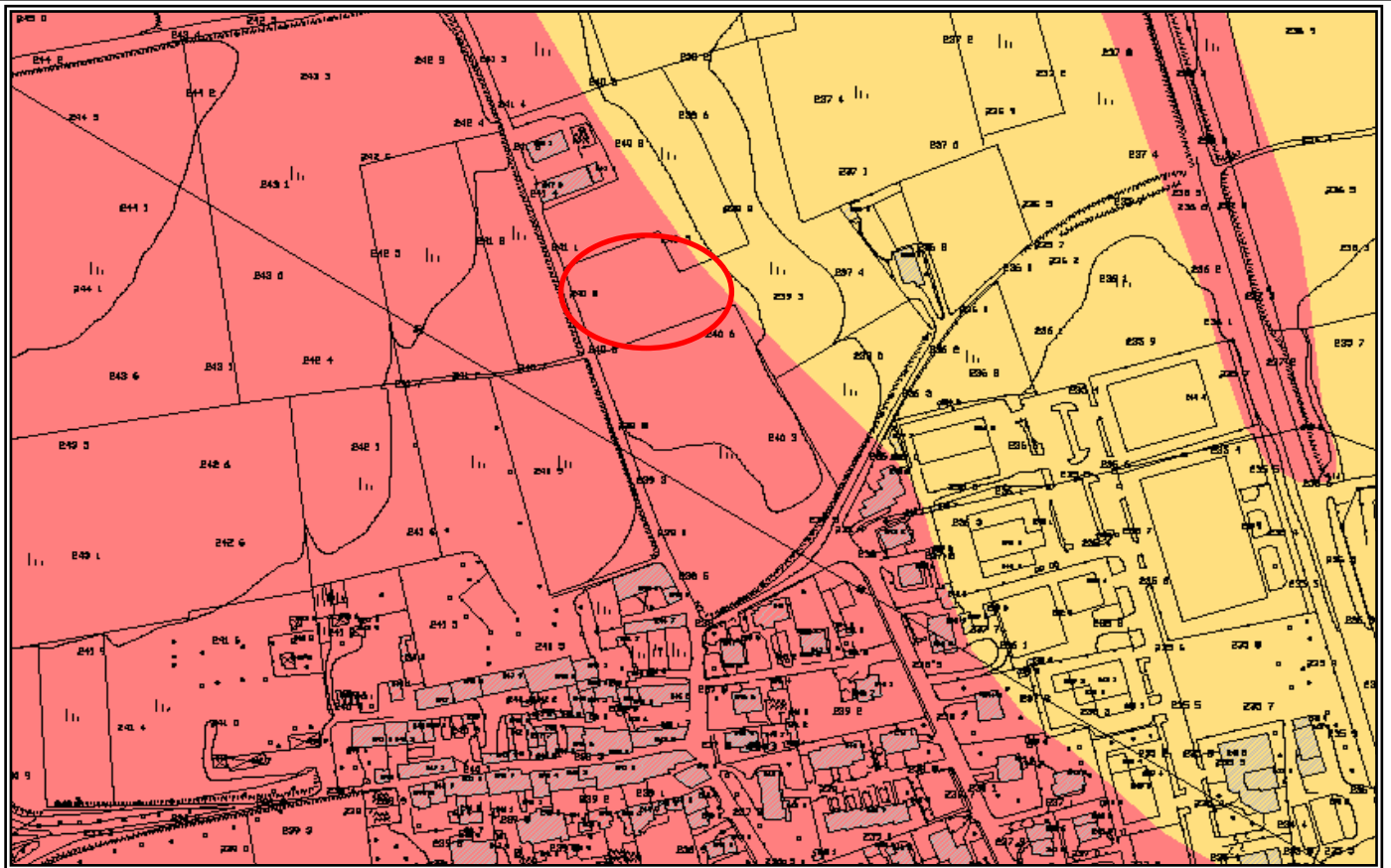
Lo studio geologico a supporto del PGT del comune di Suisio (Bg), individua per l'area di intervento una soggiacenza della falda molto elevata (oltre i - 50 m da piano campagna). Col termine "vulnerabilità di un acquifero" si intende la facilità con cui lo stesso possa essere raggiunto da una sostanza inquinante. Tutti gli acquiferi (liberi e confinati) presentano un grado di sensibilità alla propagazione di inquinanti provenienti dalla superficie o immessi direttamente nel sottosuolo che dipende da una serie di fattori come ad esempio:







1. le caratteristiche fisiche e chimiche del sottosuolo;
2. granulometria, tessitura, porosità, indice di fratturazione del sistema idrologico;
3. soggiacenza della falda e entità delle sue oscillazioni;
4. i parametri che regolano il deflusso idrico sotterraneo (conducibilità idraulica, trasmissività etc);
5. condizioni di alimentazione e drenaggio.



Stralcio della carta di soggiacenza della falda dello studio geologico di PGT  
Non in scala

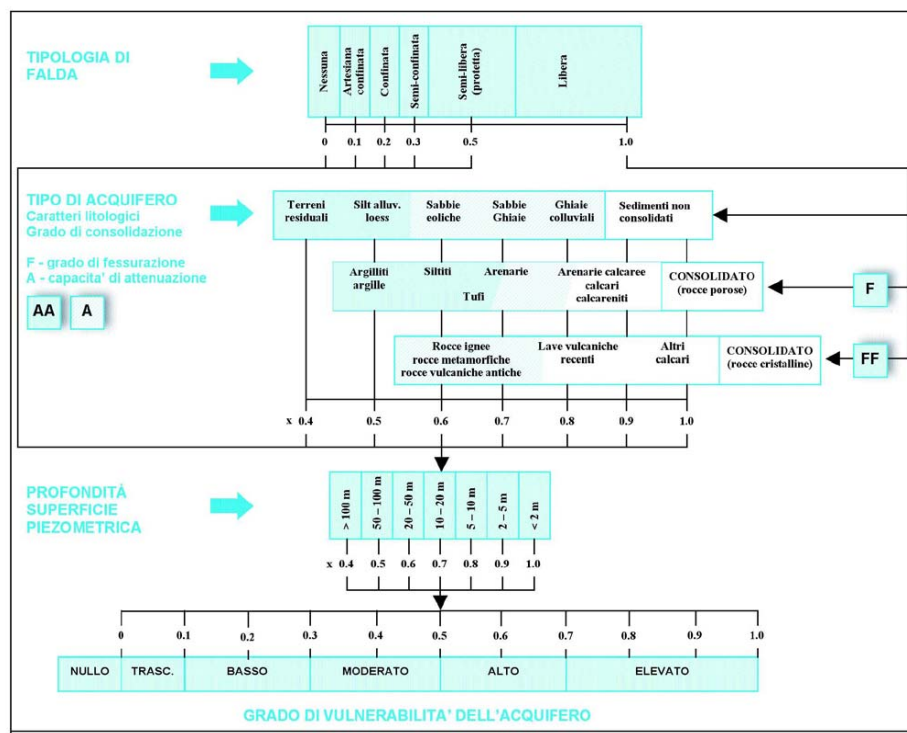




Zona omogenee	Zona geologica	Massa di volume (Kg/dm <sup>3</sup> )	Coefficiente di permeabilità idraulica (m/s)	Angolo di attrito (°)	Coesione (Kg/cm <sup>2</sup> )
→ 	Fluvioglaciale antico (Pianalto ferrettizzato)	1.8 - 2	10 <sup>-7</sup> - 10 <sup>-10</sup>	-	0.5 - 1.0
	Fluvioglaciale antico rimaneggiato (Paleovalveo Rio Zender)	1.8	10 <sup>-7</sup> - 10 <sup>-8</sup>	25 - 30	-
	Fluvioglaciale recente	1.8 - 2	10 <sup>-1</sup> - 10 <sup>-3</sup> 10 <sup>-4</sup> - 10 <sup>-6</sup> (con limo e argilla > 10%)	30 - 35 (poco addensato) 40 - 45 (addensato)	0
	Terrazzi fluviali ed alluvioni	1.8	10 <sup>-1</sup> - 10 <sup>-3</sup>	35 - 40	0
	Ceppo (parametri relativi all'ammasso roccioso)	1.8 - 2	10 <sup>-3</sup> - 10 <sup>-5</sup>	25 - 35	1 - 3
	Aree non caratterizzate per la presenza di materiali eterogenei				

Stralcio della carta geologico - tecnica dello studio geologico di PGT  
Non in scala

Tutti questi fattori concorrono a definire la "vulnerabilità intrinseca" ovvero la vulnerabilità propria del sistema acquifero. La vulnerabilità delle falde, in realtà, è condizionata anche dalla natura e dalla tipologia di inquinante proveniente dalla superficie ovvero dalle sue caratteristiche fisico-chimiche (solubilità in acqua, coefficiente di distribuzione, coefficienti di diffusione ecc..). Per la stima della vulnerabilità del primo acquifero dell'area di intervento, si è fatto riferimento al metodo numerico G.O.D. (Foster - Hirata, 1987) che consiste nella stima di tre fattori (il cui range numerici sono riportati in figura allegata:



Assegnando i seguenti valori:

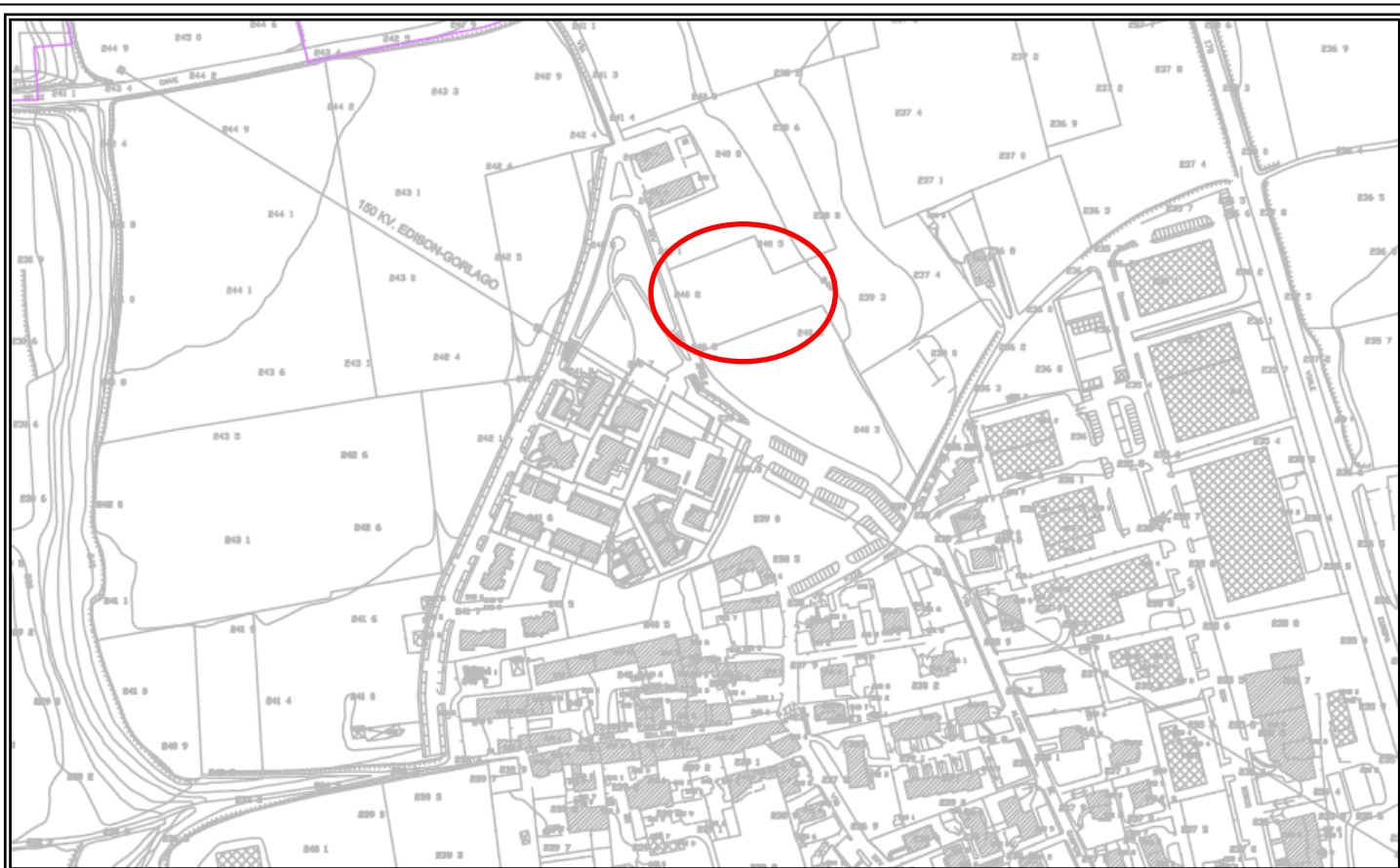
- **G**: Tipologia della falda (libera, confinata, semiconfinata);
- **O**: Tipo di acquifero, in particolare caratteristiche litologiche e grado di consolidazione delle rocce della zona non saturata (per gli acquiferi non confinati) e dei livelli confinanti a tetto (per gli acquiferi confinati);
- **D**: soggiacenza della falda a superficie libera nel caso di acquiferi non confinati o tetto dell'acquifero nel caso di acquiferi confinati.

La vulnerabilità intrinseca si ricava dal prodotto dei tre indici numerici corrispondenti ai parametri sopramenzionati (**Indice GOD= G\*O\*D**).

L'indice GOD può essere compreso tra 0 e 1 e corrisponde a 5 gradi di vulnerabilità come di seguito riportati:

- 0 - 0,1: vulnerabilità trascurabile;
- 0,1 - 0,3: vulnerabilità bassa;
- 0,3 - 0,5: vulnerabilità moderata;
- 0,5 - 0,7: vulnerabilità alta;
- 0,7 - 1: vulnerabilità elevata.





**LEGENDA**



**Delimitazione Fasce fluviali (PAI)**

- ..... Limite tra la Fascia A e la Fascia B (adeguato)
- Limite tra la fascia B e la fascia C
- — — Limite esterno della fascia C







**Zone di dissesto PAI (Art. 9 N.d.A. del PAI).**

Limitazione delle attività di trasformazione e uso del suolo derivanti dalle condizioni di dissesto idraulico e idrogeologico

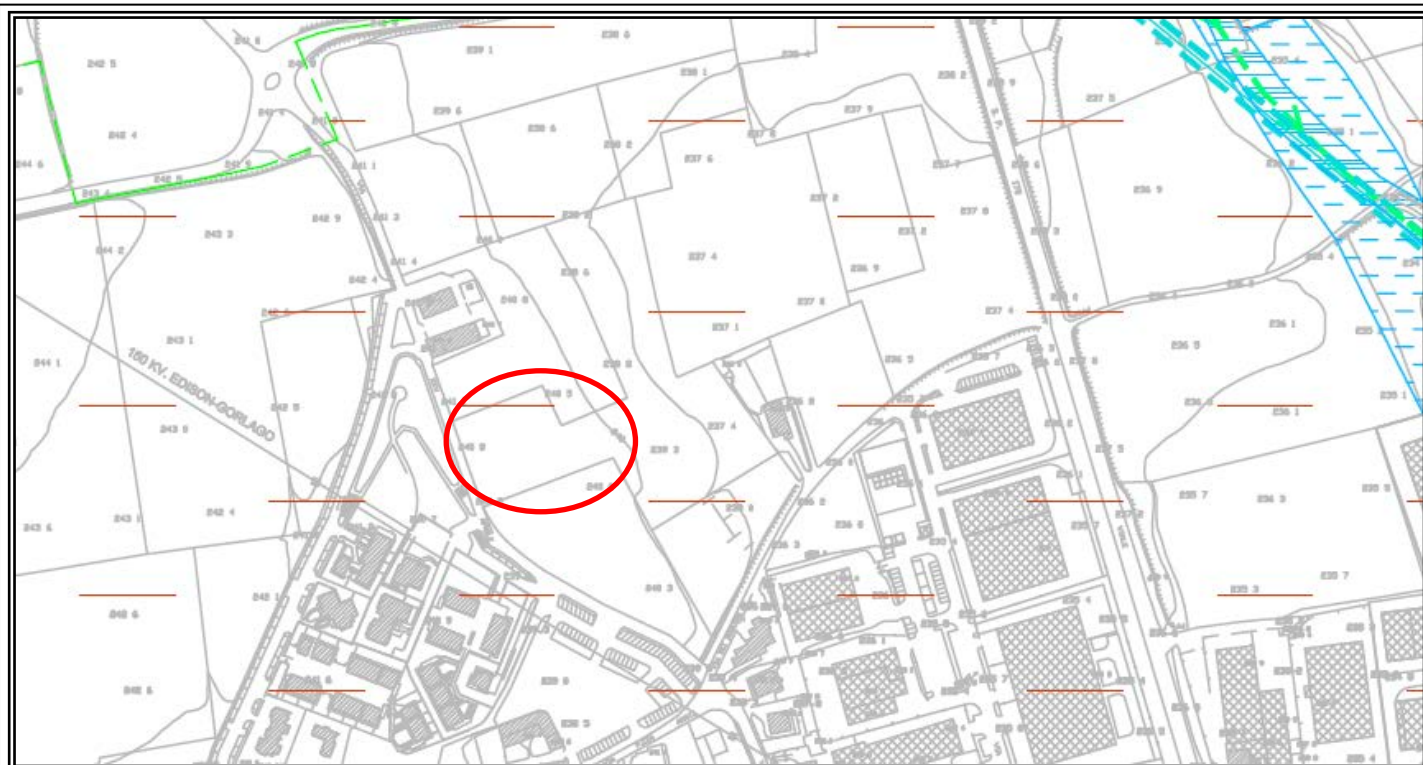
**Frane**

-  Zona di dissesto classificata "Fa" e soggetta all'Art. 9 (punto 2 e 12) delle N.d.A. del PAI.
-  Zona di dissesto classificata "Fq" e soggetta all'Art. 9 (punto 3 e 12) delle N.d.A. del PAI.





**Esondazioni e dissesti morfologici di carattere torrentizio lungo l'asta del Rio Zender**

-  Zona di dissesto classificata "Ee" e soggetta all'Art. 9 (punto 5 e 12) delle N.d.A. del PAI.
-  Zona di dissesto classificata "Em" e soggetta all'Art. 9 (punto 6bis e 12) delle N.d.A. del PAI.
-  Fasce rispetto Reticolo idrico principale (Adda, Zender)
-  Zona di tutela assoluta sorgente Molino (uso idropotabile)
-  Zona di rispetto sorgente Molino (criterio geometrico)
-  Fascia di tutela di 10 metri attorno alle altre sorgenti





Stralcio della carta dei vincoli dello studio geologico di PGT  
Non in scala





### Aree pericolose per fenomeni d'instabilità di versante (St)

-  Area in frana in evoluzione in detriti granulari sciolti
-  Area di frana quiescente in detriti granulari sciolti
-  Scarpare acciavi in terreni granulari sciolti o cementati fratturati
-  Aree a pericolosità potenziale legate alla presenza di terreni fini coesivi limoso argillosi su pendii / scarpate moderatamente acciavi.

### Aree vulnerabili dal punto di vista idraulico (Id)

-  Reticolo idrografico principale
-  Reticolo idrografico naturale (solchi di ruscellamento concentrato a carattere temporaneo)
-  Aree potenzialmente esondabili delimitate con criterio geomorfologico / storico (1987, pericolosità molto elevata).
-  Alveo a deflusso temporaneo con aree potenzialmente esondabili delimitate con criterio geomorfologico (pericolosità da media o moderata a bassa).

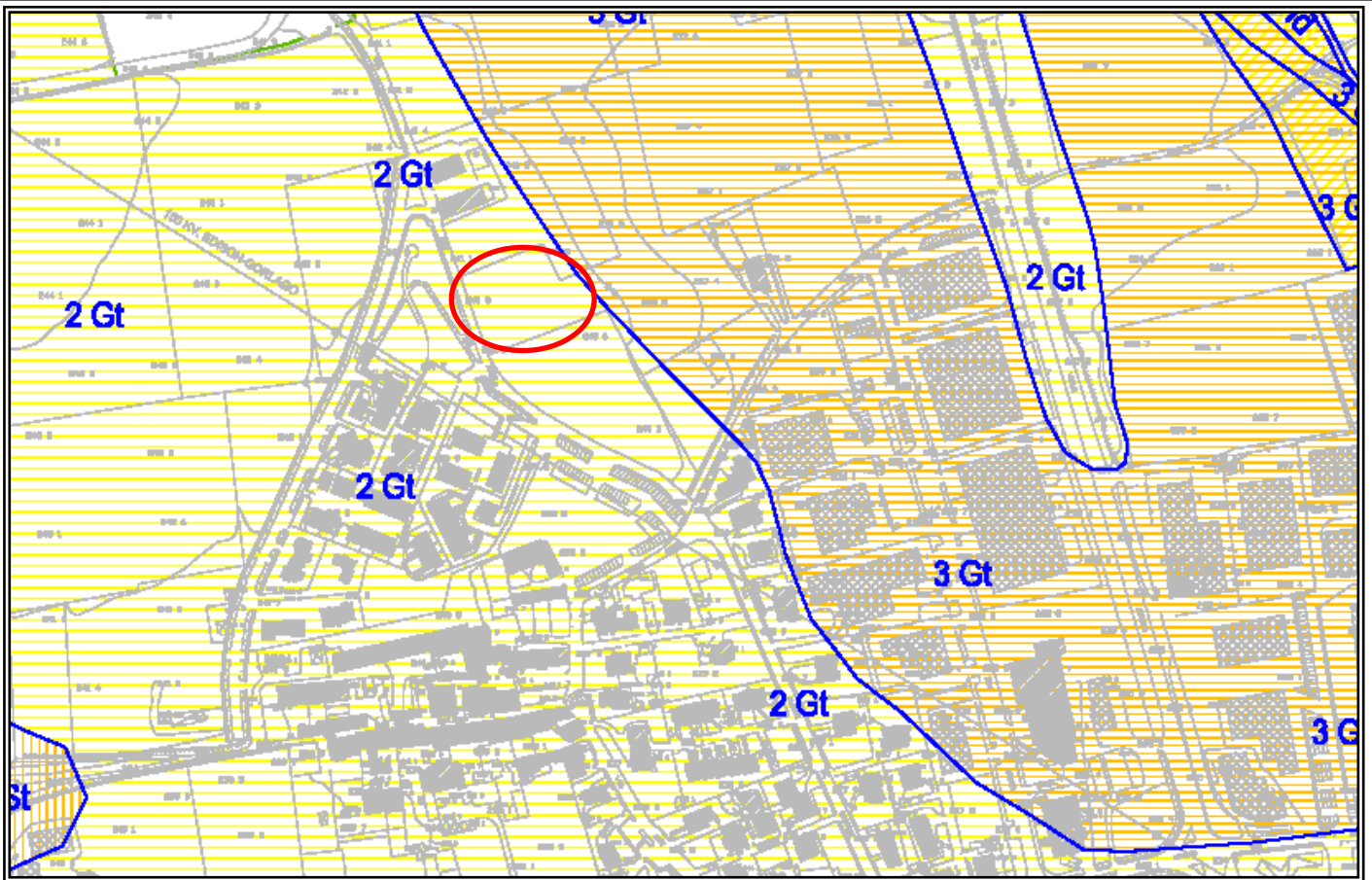
### Aree vulnerabili dal punto di vista idrogeologico (Idg)

-  Area ad elevata vulnerabilità, per la ridotta soggiacenza (inferiore a 10 metri), presenza di laghi di falda.
-  Sorgenti alcune delle quali captate per uso acquedottistico

### Aree che presentano caratteristiche geotecniche scadenti (Gt)

-  Ripiene e riporti artificiali.
-  Aree con presenza di una coltre di spessore da 1 a 3 metri di limi, limi sabbioso argillosi.

Stralcio della carta di sintesi dello studio geologico di PGT  
Non in scala



- **CLASSE DI FATTIBILITA' 2 (fattibilità con modeste limitazioni)**
- sottoclasse 2Gt (problematiche di tipo geotecnico)
- sottoclasse 2Id (problematiche di tipo idraulico)
- CLASSE DI FATTIBILITA' 3 (fattibilità con consistenti limitazioni)**
- sottoclasse 3St (problematiche di tipo instabilità versanti)
- sottoclasse 3Gt (problematiche di tipo geologico-geotecnico)
- CLASSE DI FATTIBILITA' 4 (fattibilità con gravi limitazioni)**
- sottoclasse 4St (problematiche di tipo instabilità versanti)
- sottoclasse 4Gt (problematiche di tipo geologico-geotecnico)
- sottoclasse 4Id (problematiche di tipo idraulico)
- sottoclasse 4Idg (problematiche di tipo idrogeologico)

Stralcio della carta di fattibilità geologica dello studio geologico di PGT  
Non in scala

Gli autori (Foster et alii, 2002) hanno chiarito il significato dei diversi gradi di vulnerabilità :

GRADO DI VULNERABILITA'	DEFINIZIONE
Elevata	Vulnerabilità alla maggioranza degli inquinanti con rapido impatto in molti dei possibili scenari d'inquinamento.
Alta	Vulnerabilità a molti inquinanti (eccetto quelli fortemente adsorbiti o velocemente trasformati) con rapido impatto in tutti gli scenari di inquinamento.
Moderata	Vulnerabilità a qualche inquinante ma solo quando rilasciati in maniera continua.
Bassa	Vulnerabilità nel caso di inquinanti conservativi rilasciati in maniera continua.
Trascurabile	Sono presenti strati confinanti con flusso verticale non significativo.

Per il caso specifico assegnando i seguenti valori:

- Al parametro *G* è stato attribuito un punteggio pari a 1 (falda libera).
- Al parametro *O* è stato assegnato un punteggio di 0.7 corrispondente ad una litologia di natura ghiaioso-sabbiosa e conglomeratica (almeno per i livelli più profondi di terreno).
- Al parametro *D* è stato assegnato un punteggio pari a 0.5;

**Si ottiene per l'area in esame un valore di  $GOD = 0.35$  che determina un grado di vulnerabilità Moderato**

Pertanto sotto il profilo della vulnerabilità dell'acquifero, considerata anche la presenza, per l'ambito di intervento, di una coltre superficiale di terreni limosi argillosi di spessore molto consistente, dotati di permeabilità praticamente nulla, si ritiene che l'intervento proposto non sia in grado di apportare significative alterazioni dello stato dei luoghi e sotto il profilo idrogeologico sia pertanto pienamente compatibile con le locali condizioni riscontrate.

### 3.0 - Indagini in sito

Il progetto in questione prevede la realizzazione di edifici residenziali caratterizzati da due piani fuori terra. L'edificio posto a sud sarà caratterizzato anche da piano interrato, con previsto piano di posa delle fondazioni posto a circa - 3,5 m da piano campagna attuale, mentre l'edificio posto a N sarà privo di locale interrato e le fondazioni saranno posate a - 1 m da p.c., secondo il progetto predisposto dall'Ing. Pagnoncelli, ai cui elaborati si rimanda per i particolari. Mediante specifiche indagini in sito sono stati attribuiti ai terreni in oggetto i parametri geotecnici ed idrogeologici caratteristici, indispensabili ai calcoli e alle valutazioni geologiche - geotecniche ed idrogeologiche illustrate nella presente relazione; tali calcoli e valutazioni si propongono di definire la fattibilità geologica dell'intervento di progetto, in relazione alle specifiche locali condizioni, e definire i valori di capacità portante e dei cedimenti totali, nonché fornire agli Enti interessati, gli strumenti necessari al rilascio dei relativi pareri.





Legenda:

- **P1** – Prova penetrometrica dinamica continua SCPT n° 1
- **HVS1** – Indagine sismica passiva a stazione singola n° 1

Schema di ubicazione indagini in sito  
Non in scala

In particolare sono state eseguite le seguenti indagini in sito:

- N° 4 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT;
- N° 2 indagini sismiche passive a stazione singola HVSR

### 3.1 Prove penetrometriche dinamiche continue SCPT

Per la caratterizzazione litotecnica dei terreni interessati dalle opere di progetto, sono state eseguite n° 4 prove penetrometriche dinamiche continue SCPT, ubicate come da schema allegato. Le prove sono state eseguite come da indicazioni fornite dal progettista, così come da planimetria schematica allegata. Le prove sono state eseguite con l'impiego del penetrometro dinamico Compac DPSH - 75 le cui caratteristiche tecniche sono di seguito riportate:

**Peso massa battente 63,5 Kg - altezza caduta libera 0,75 m - Diametro punta conica 50,8 mm - Lunghezza delle aste 1 m - Peso aste per metro 6,3 Kg - Profondità di giunzione della prima asta 0,90 m - Avanzamento punta 0,20 m.**

L'impiego di tale strumento consente la registrazione continua dei dati relativi alla resistenza all'avanzamento della punta penetrometrica ogni 20 cm permettendo la discretizzazione ottimale dei singoli livelli di terreno attraversato. Le successive elaborazioni ed interpretazioni dei dati forniti dalle prove penetrometriche consentono di attribuire a ciascun livello di terreno attraversato i parametri litotecnici significativi per il calcolo della capacità portante ammissibile e dei cedimenti totali applicando le formule maggiormente descritte in letteratura. I risultati conseguiti dalle prove penetrometriche dinamiche eseguite nell'area di studio sono illustrati nei grafici e nelle tabelle allegate:

Profondità da p.c. fino a cui sono state spinta le prove	
N° prova	Profondità in m da p.c.
1	10,00
2	10,00
3	10,00
4	10,00

Durante l'esecuzione delle prove non è stato raggiunto il rifiuto all'avanzamento della punta penetrometrica; le prove sono state interrotte alla quota di - 10 m da piano campagna, in ogni caso adeguata ad indagare i volumi di terreni coinvolti nel bulbo di influenza delle sollecitazioni trasmesse dalle fondazioni di progetto.

Durante l'esecuzione delle prove non è stata riscontrata la presenza di acqua (aste estratte asciutte); in ogni caso si raccomanda di prevedere la protezione delle fondazioni e delle strutture interrato con idonee guaine impermeabilizzanti e relativi pacchetti drenanti per evitare che infiltrazioni dalla superficie, a seguito di periodi piovosi prolungati possano indurre fenomeni di risalita capillare e/o infiltrazione nelle murature.

#### 3.3.1- Correlazione SCPT - SPT ed interpretazioni geotecniche

Poiché le correlazioni empiriche esistenti in letteratura tra i risultati di una prova penetrometrica dinamica continue SCPT ed i principali parametri geotecnici del terreno fanno riferimento essenzialmente alle prove SPT (Standar Penetration Test), è necessario applicare una correzione ai risultati delle prove SCPT, per tenere conto delle diverse modalità esecutive. Nel caso specifico la correzione è stata operata sulla base delle differenti modalità esecutive della prova SCPT e della prova SPT (peso del maglio, volata, area della punta, ecc.) che comportano



energie di infissione ovviamente differenti; per rapportare il numero di colpi dell' SPT con quelli del dinamico continuo diversi Autori propongono l'applicazione del seguente fattore correttivo:

$$Cf = \frac{M1 \cdot H1 \cdot P11 \cdot Ap1}{M2 \cdot H2 \cdot P12 \cdot Ap2}$$

dove:

M2	=	peso del maglio SPT (63.5 kg);
H2	=	volata del maglio SPT (75 cm);
P12	=	passo di lettura SPT (15 cm);
Ap2	=	area della punta SPT (20.4 cmq);
M1	=	peso del maglio del dinamico continuo;
H1	=	volata del maglio del dinamico continuo;
P11	=	passo di lettura del dinamico continuo;
Ap1	=	area della punta del dinamico continuo.

Il numero di colpi da utilizzare nel calcolo dei parametri geotecnici sarà dato da:

$$Nspt = CfNsct$$

Nel caso specifico il coefficiente di correlazione è stato assunto pari a 1,5 in accordo con i risultati ottenuti da Muromachi e Kobayashi (1981), che hanno presentato una correlazione fra N30 (colpi per 30 cm di penetrazione) ed Nspt attraverso l'utilizzo del penetrometro l'RTRI-HEAVY, giapponese, con maglio di 63,5 Kg, caduta 75 cm, dpunta = 5,08 cm, il quale è simile al penetrometro italiano tipo EMILIA-DPSH (e al penetrometro utilizzato per le seguenti prove). I due autori trovano che i dati, rilevati in materiali compresi in un'ampia gamma granulometrica, tenendo conto dell'influenza dell'attrito laterale la relazione diventa:

$$\frac{N_{30}}{Nspt} = 1,5$$

L'interpretazione e l'elaborazione dei dati forniti dalla prova penetrometrica ha consentito di attribuire agli orizzonti attraversati i parametri litotecnici illustrati nelle tabelle allegate.

**Le prove eseguite hanno riscontrato la presenza di una condizione litotecnica uniforme e sostanzialmente scadente, individuando una potente coltre limosa argillosa che si estende da piano campagna fino alla massima profondità indagata (- 10,00 m da piano campagna), caratterizzato da bassi valori di resistenza dinamica all'avanzamento della punta penetrometrica. La condizione geotecnicamente più scadente è stata riscontrata nella prova SCPT n° 4. Di tale situazione si dovrà tener conto in fase di esecuzione degli sbancamenti al fine di accertare scrupolosamente la reale condizione stratigrafica litotecnica del sottofondo e verificare che il modello concettuale caratteristico di riferimento illustrato nel seguente rapporto, ed utilizzato nelle relative verifiche geotecniche, sia coerente con la reale condizioni del sottofondo.**

Durante l'esecuzione delle prove SCPT non è stata riconosciuta la presenza di acqua (aste penetrometriche estratte asciutte), si raccomanda in ogni caso di prevedere la protezione delle fondazioni e delle strutture interrato con idonee guaine impermeabilizzanti e relativi pacchetti drenanti per evitare che infiltrazioni dalla superficie, a seguito di periodi piovosi prolungati possano indurre fenomeni di risalita capillare e/o infiltrazione nelle murature. **Quanto riportato nel modello stratigrafico - litotecnico concettuale caratteristico di riferimento proposto, andrà attentamente valutato e verificato a cura della D.L. in fase di esecuzione degli scavi, per confermare la**

**PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE SCPT**

Committente: SC Immobiliare SRL  
 Cantiere: Via De Gasperi  
 Località: Suisio (Bg)

**Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: Compac DPSH 75**

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63.5 Kg
Altezza di caduta libera	0.75 m
Peso sistema di battuta	30 Kg
Diametro punta conica	50.78 mm
Area di base punta	20.25 cm <sup>2</sup>
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6.3 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0.80 m
Avanzamento punta	0.20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1.485
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	60 °

**Classificazione ISSMFE (1988) delle sonde Penetrometriche dinamiche**

Tipo	Sigla di riferimento	Peso della massa battente in Kg
Leggero	DPL (Light)	M<10
Medio	DPM (Medium)	10<M<40
Pesante	DPH (Heavy)	40<M<60
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	M>60

**PROVA ... Nr.1**

Strumento utilizzato...

Compac DPSH 63,5

Prova eseguita in data

04-11-2021

Profondità prova

10.00 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0.20	1	0.855	8.98	10.51	0.45	0.53
0.40	1	0.851	8.94	10.51	0.45	0.53
0.60	3	0.847	26.70	31.53	1.34	1.58
0.80	1	0.843	8.86	10.51	0.44	0.53
1.00	1	0.840	8.10	9.65	0.41	0.48
1.20	2	0.836	16.13	19.29	0.81	0.96
1.40	6	0.833	48.20	57.88	2.41	2.89
1.60	8	0.830	64.01	77.17	3.20	3.86
1.80	7	0.826	55.79	67.52	2.79	3.38
2.00	8	0.823	58.70	71.31	2.94	3.57
2.20	6	0.820	43.86	53.48	2.19	2.67
2.40	7	0.817	50.99	62.40	2.55	3.12
2.60	6	0.814	43.55	53.48	2.18	2.67
2.80	6	0.811	43.40	53.48	2.17	2.67
3.00	7	0.809	46.90	58.00	2.35	2.90
3.20	6	0.806	40.07	49.71	2.00	2.49
3.40	7	0.803	46.60	58.00	2.33	2.90
3.60	8	0.801	53.08	66.28	2.65	3.31
3.80	6	0.798	39.69	49.71	1.98	2.49
4.00	5	0.796	30.80	38.70	1.54	1.93
4.20	5	0.794	30.71	38.70	1.54	1.93
4.40	5	0.791	30.63	38.70	1.53	1.93
4.60	6	0.789	36.65	46.44	1.83	2.32
4.80	6	0.787	36.55	46.44	1.83	2.32
5.00	7	0.785	39.90	50.83	2.00	2.54
5.20	6	0.783	34.11	43.57	1.71	2.18
5.40	6	0.781	34.03	43.57	1.70	2.18
5.60	5	0.779	28.29	36.31	1.41	1.82
5.80	6	0.777	33.86	43.57	1.69	2.18
6.00	5	0.775	26.52	34.19	1.33	1.71
6.20	6	0.774	31.75	41.03	1.59	2.05
6.40	4	0.772	21.12	27.35	1.06	1.37
6.60	4	0.770	21.07	27.35	1.05	1.37
6.80	3	0.769	15.77	20.52	0.79	1.03
7.00	4	0.767	19.83	25.85	0.99	1.29
7.20	4	0.766	19.79	25.85	0.99	1.29
7.40	4	0.764	19.75	25.85	0.99	1.29
7.60	5	0.763	24.64	32.31	1.23	1.62
7.80	5	0.761	24.60	32.31	1.23	1.62
8.00	5	0.760	23.27	30.63	1.16	1.53
8.20	4	0.759	18.59	24.50	0.93	1.23
8.40	6	0.757	27.83	36.75	1.39	1.84
8.60	5	0.756	23.15	30.63	1.16	1.53
8.80	5	0.755	23.11	30.63	1.16	1.53
9.00	6	0.753	26.32	34.93	1.32	1.75
9.20	5	0.752	21.90	29.11	1.09	1.46
9.40	7	0.751	30.61	40.75	1.53	2.04
9.60	6	0.750	26.20	34.93	1.31	1.75
9.80	6	0.749	26.16	34.93	1.31	1.75
10.00	7	0.748	29.03	38.83	1.45	1.94

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
1.2	1.5	15.33	Coesivo	0	1.58	1.85	0.09	1.49	2.24	Argilla molle
10	5.7	42.37	Coesivo	0	1.92	2.11	1.03	1.49	8.49	Limo Argilloso

**PROVA ... Nr.2**

Strumento utilizzato...

Compac DPSH 63,5

Prova eseguita in data

04-11-2021

Profondità prova

10.00 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0.20	1	0.855	8.98	10.51	0.45	0.53
0.40	1	0.851	8.94	10.51	0.45	0.53
0.60	3	0.847	26.70	31.53	1.34	1.58
0.80	3	0.843	26.59	31.53	1.33	1.58
1.00	6	0.840	48.60	57.88	2.43	2.89
1.20	6	0.836	48.40	57.88	2.42	2.89
1.40	7	0.833	56.24	67.52	2.81	3.38
1.60	8	0.830	64.01	77.17	3.20	3.86
1.80	7	0.826	55.79	67.52	2.79	3.38
2.00	7	0.823	51.37	62.40	2.57	3.12
2.20	7	0.820	51.17	62.40	2.56	3.12
2.40	8	0.817	58.27	71.31	2.91	3.57
2.60	9	0.814	65.32	80.23	3.27	4.01
2.80	10	0.811	72.33	89.14	3.62	4.46
3.00	8	0.809	53.60	66.28	2.68	3.31
3.20	5	0.806	33.39	41.43	1.67	2.07
3.40	6	0.803	39.94	49.71	2.00	2.49
3.60	7	0.801	46.45	58.00	2.32	2.90
3.80	8	0.798	52.92	66.28	2.65	3.31
4.00	7	0.796	43.13	54.18	2.16	2.71
4.20	6	0.794	36.86	46.44	1.84	2.32
4.40	8	0.791	49.00	61.92	2.45	3.10
4.60	7	0.789	42.76	54.18	2.14	2.71
4.80	7	0.787	42.64	54.18	2.13	2.71
5.00	8	0.785	45.60	58.09	2.28	2.90
5.20	8	0.783	45.48	58.09	2.27	2.90
5.40	8	0.781	45.37	58.09	2.27	2.90
5.60	9	0.779	50.92	65.35	2.55	3.27
5.80	7	0.777	39.51	50.83	1.98	2.54
6.00	7	0.775	37.12	47.87	1.86	2.39
6.20	6	0.774	31.75	41.03	1.59	2.05
6.40	5	0.772	26.40	34.19	1.32	1.71
6.60	5	0.770	26.34	34.19	1.32	1.71
6.80	5	0.769	26.29	34.19	1.31	1.71
7.00	7	0.767	34.70	45.24	1.74	2.26
7.20	8	0.766	39.58	51.70	1.98	2.58
7.40	7	0.764	34.57	45.24	1.73	2.26
7.60	6	0.763	29.57	38.77	1.48	1.94
7.80	5	0.761	24.60	32.31	1.23	1.62
8.00	5	0.760	23.27	30.63	1.16	1.53
8.20	4	0.759	18.59	24.50	0.93	1.23
8.40	3	0.757	13.92	18.38	0.70	0.92
8.60	4	0.756	18.52	24.50	0.93	1.23
8.80	5	0.755	23.11	30.63	1.16	1.53
9.00	6	0.753	26.32	34.93	1.32	1.75
9.20	7	0.752	30.66	40.75	1.53	2.04
9.40	5	0.751	21.86	29.11	1.09	1.46
9.60	5	0.750	21.83	29.11	1.09	1.46
9.80	7	0.749	30.52	40.75	1.53	2.04
10.00	6	0.748	24.88	33.28	1.24	1.66

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
0.8	2	21.02	Coesivo	0	1.63	1.86	0.07	1.49	2.98	Argilla molle
10	6.57	49.52	Coesivo	0	1.96	2.16	1.03	1.49	9.79	Limo Argilloso

**PROVA ... Nr.3**

Strumento utilizzato...

Compac DPSH 63,5

Prova eseguita in data

04-11-2021

Profondità prova

10.00 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0.20	1	0.855	8.98	10.51	0.45	0.53
0.40	1	0.851	8.94	10.51	0.45	0.53
0.60	1	0.847	8.90	10.51	0.45	0.53
0.80	2	0.843	17.72	21.02	0.89	1.05
1.00	3	0.840	24.30	28.94	1.22	1.45
1.20	7	0.836	56.47	67.52	2.82	3.38
1.40	7	0.833	56.24	67.52	2.81	3.38
1.60	8	0.830	64.01	77.17	3.20	3.86
1.80	6	0.826	47.82	57.88	2.39	2.89
2.00	6	0.823	44.03	53.48	2.20	2.67
2.20	5	0.820	36.55	44.57	1.83	2.23
2.40	5	0.817	36.42	44.57	1.82	2.23
2.60	5	0.814	36.29	44.57	1.81	2.23
2.80	7	0.811	50.63	62.40	2.53	3.12
3.00	5	0.809	33.50	41.43	1.68	2.07
3.20	4	0.806	26.71	33.14	1.34	1.66
3.40	3	0.803	19.97	24.86	1.00	1.24
3.60	8	0.801	53.08	66.28	2.65	3.31
3.80	7	0.798	46.31	58.00	2.32	2.90
4.00	5	0.796	30.80	38.70	1.54	1.93
4.20	4	0.794	24.57	30.96	1.23	1.55
4.40	5	0.791	30.63	38.70	1.53	1.93
4.60	6	0.789	36.65	46.44	1.83	2.32
4.80	5	0.787	30.46	38.70	1.52	1.93
5.00	6	0.785	34.20	43.57	1.71	2.18
5.20	5	0.783	28.43	36.31	1.42	1.82
5.40	5	0.781	28.36	36.31	1.42	1.82
5.60	5	0.779	28.29	36.31	1.41	1.82
5.80	6	0.777	33.86	43.57	1.69	2.18
6.00	5	0.775	26.52	34.19	1.33	1.71
6.20	6	0.774	31.75	41.03	1.59	2.05
6.40	4	0.772	21.12	27.35	1.06	1.37
6.60	4	0.770	21.07	27.35	1.05	1.37
6.80	5	0.769	26.29	34.19	1.31	1.71
7.00	5	0.767	24.79	32.31	1.24	1.62
7.20	7	0.766	34.64	45.24	1.73	2.26
7.40	4	0.764	19.75	25.85	0.99	1.29
7.60	4	0.763	19.72	25.85	0.99	1.29
7.80	5	0.761	24.60	32.31	1.23	1.62
8.00	6	0.760	27.93	36.75	1.40	1.84
8.20	7	0.759	32.53	42.88	1.63	2.14
8.40	4	0.757	18.55	24.50	0.93	1.23
8.60	6	0.756	27.78	36.75	1.39	1.84
8.80	8	0.755	36.98	49.00	1.85	2.45
9.00	7	0.753	30.71	40.75	1.54	2.04
9.20	5	0.752	21.90	29.11	1.09	1.46
9.40	7	0.751	30.61	40.75	1.53	2.04
9.60	5	0.750	21.83	29.11	1.09	1.46
9.80	6	0.749	26.16	34.93	1.31	1.75
10.00	4	0.748	16.59	22.19	0.83	1.11

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
1	1.6	16.3	Coesivo	0	1.59	1.86	0.08	1.49	2.38	Argilla molle
10	5.53	41.01	Coesivo	0	1.91	2.1	1.02	1.49	8.24	Limo Argilloso

**PROVA ... Nr.4**

Strumento utilizzato...

Compac DPSH 63,5

Prova eseguita in data

04-11-2021

Profondità prova

10.00 mt

Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondità (m)	Nr. Colpi	Calcolo coeff. riduzione sonda Chi	Res. dinamica ridotta (Kg/cm <sup>2</sup> )	Res. dinamica (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile con riduzione Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )	Pres. ammissibile Herminier - Olandesi (Kg/cm <sup>2</sup> )
0.20	1	0.855	8.98	10.51	0.45	0.53
0.40	1	0.851	8.94	10.51	0.45	0.53
0.60	2	0.847	17.80	21.02	0.89	1.05
0.80	1	0.843	8.86	10.51	0.44	0.53
1.00	2	0.840	16.20	19.29	0.81	0.96
1.20	3	0.836	24.20	28.94	1.21	1.45
1.40	5	0.833	40.17	48.23	2.01	2.41
1.60	5	0.830	40.01	48.23	2.00	2.41
1.80	6	0.826	47.82	57.88	2.39	2.89
2.00	6	0.823	44.03	53.48	2.20	2.67
2.20	6	0.820	43.86	53.48	2.19	2.67
2.40	4	0.817	29.14	35.66	1.46	1.78
2.60	4	0.814	29.03	35.66	1.45	1.78
2.80	4	0.811	28.93	35.66	1.45	1.78
3.00	4	0.809	26.80	33.14	1.34	1.66
3.20	4	0.806	26.71	33.14	1.34	1.66
3.40	3	0.803	19.97	24.86	1.00	1.24
3.60	5	0.801	33.18	41.43	1.66	2.07
3.80	4	0.798	26.46	33.14	1.32	1.66
4.00	4	0.796	24.64	30.96	1.23	1.55
4.20	3	0.794	18.43	23.22	0.92	1.16
4.40	3	0.791	18.38	23.22	0.92	1.16
4.60	3	0.789	18.33	23.22	0.92	1.16
4.80	3	0.787	18.28	23.22	0.91	1.16
5.00	3	0.785	17.10	21.78	0.86	1.09
5.20	3	0.783	17.06	21.78	0.85	1.09
5.40	3	0.781	17.01	21.78	0.85	1.09
5.60	5	0.779	28.29	36.31	1.41	1.82
5.80	3	0.777	16.93	21.78	0.85	1.09
6.00	4	0.775	21.21	27.35	1.06	1.37
6.20	4	0.774	21.16	27.35	1.06	1.37
6.40	3	0.772	15.84	20.52	0.79	1.03
6.60	3	0.770	15.80	20.52	0.79	1.03
6.80	4	0.769	21.03	27.35	1.05	1.37
7.00	3	0.767	14.87	19.39	0.74	0.97
7.20	4	0.766	19.79	25.85	0.99	1.29
7.40	5	0.764	24.69	32.31	1.23	1.62
7.60	4	0.763	19.72	25.85	0.99	1.29
7.80	5	0.761	24.60	32.31	1.23	1.62
8.00	6	0.760	27.93	36.75	1.40	1.84
8.20	7	0.759	32.53	42.88	1.63	2.14
8.40	5	0.757	23.19	30.63	1.16	1.53
8.60	4	0.756	18.52	24.50	0.93	1.23
8.80	5	0.755	23.11	30.63	1.16	1.53
9.00	5	0.753	21.93	29.11	1.10	1.46
9.20	6	0.752	26.28	34.93	1.31	1.75
9.40	5	0.751	21.86	29.11	1.09	1.46
9.60	7	0.750	30.56	40.75	1.53	2.04
9.80	5	0.749	21.80	29.11	1.09	1.46
10.00	6	0.748	24.88	33.28	1.24	1.66

Prof. Strato (m)	NPDM	Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tipo	Clay Fraction (%)	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )	Tensione efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coeff. di correlaz. con Nspt	NSPT	Descrizione
1.2	1.67	16.8	Coesivo	0	1.6	1.86	0.1	1.49	2.49	Argilla molle
10	4.39	31.86	Coesivo	0	1.84	1.89	1.0	1.49	6.54	Limo argilloso



## TERRENI COESIVI

Coesione non drenata

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Argilla molle	2.49	0.00-1.20	Terzaghi-Peck	0.16
Strato (2) Limo argilloso	6.54	1.20-10.00	Terzaghi-Peck	0.41

## Qc ( Resistenza punta Penetrometro Statico)

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Qc (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Argilla molle	2.49	0.00-1.20	Robertson (1983)	4.98
Strato (2) Limo argilloso	6.54	1.20-10.00	Robertson (1983)	13.08

## Modulo Edometrico

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Eed (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Argilla molle	2.49	0.00-1.20	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	27.19
Strato (2) Limo argilloso	6.54	1.20-10.00	Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner	68.50

## Modulo di Young

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Ey (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato (1) Argilla molle	2.49	0.00-1.20	Apollonia	24.90
Strato (2) Limo argilloso	6.54	1.20-10.00	Apollonia	65.40

## Classificazione AGI

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Classificazione
Strato (1) Argilla molle	2.49	0.00-1.20	A.G.I. (1977)	POCO CONSISTENTE
Strato (2) Limo argilloso	6.54	1.20-10.00	A.G.I. (1977)	MODERAT. CONSISTENTE

## Peso unità di volume

Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )
Strato (1) Argilla molle	2.49	0.00-1.20	Meyerhof	1.60
Strato (2) Limo argilloso	6.54	1.20-10.00	Meyerhof	1.84

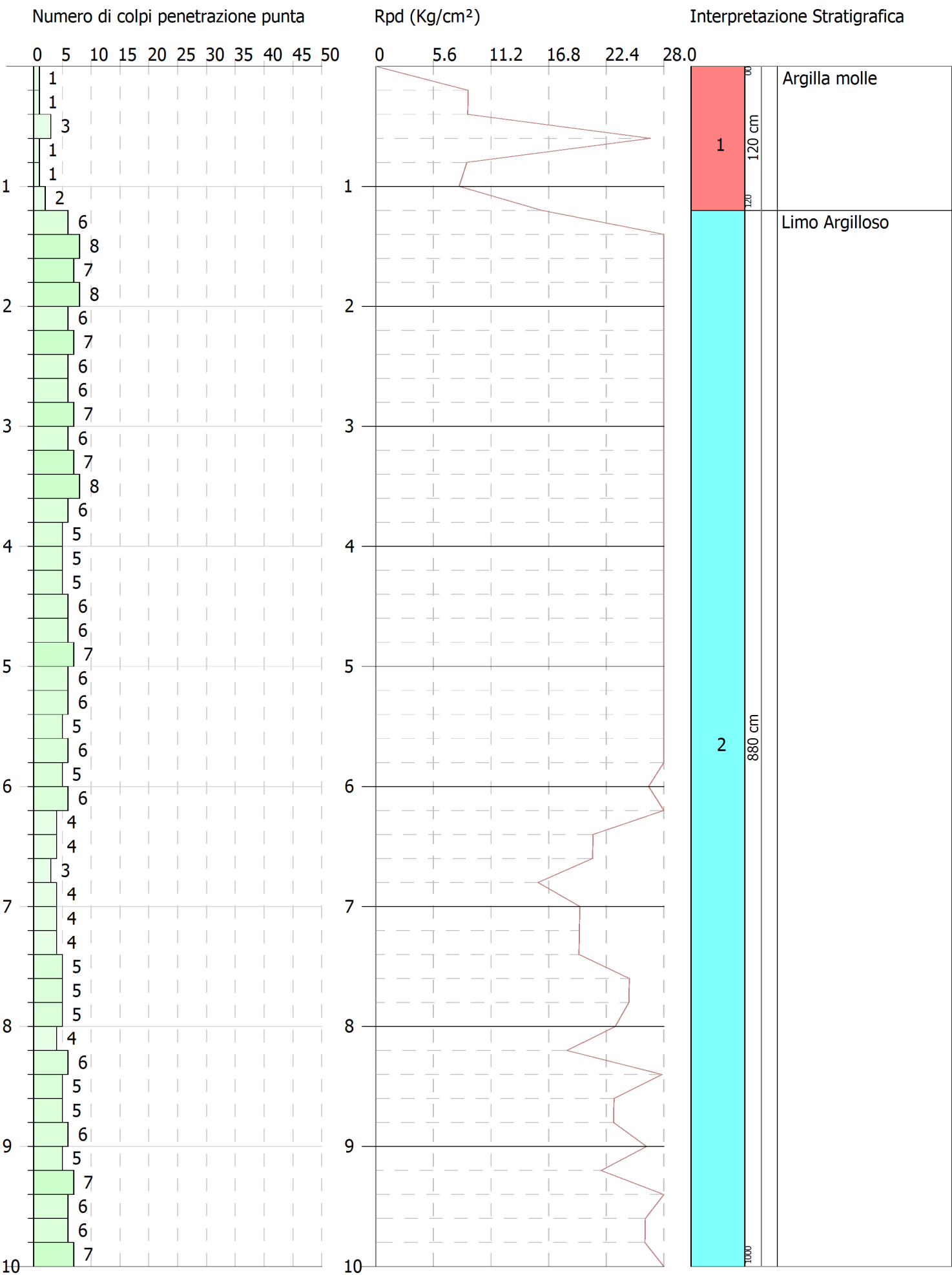
## Peso unità di volume saturo

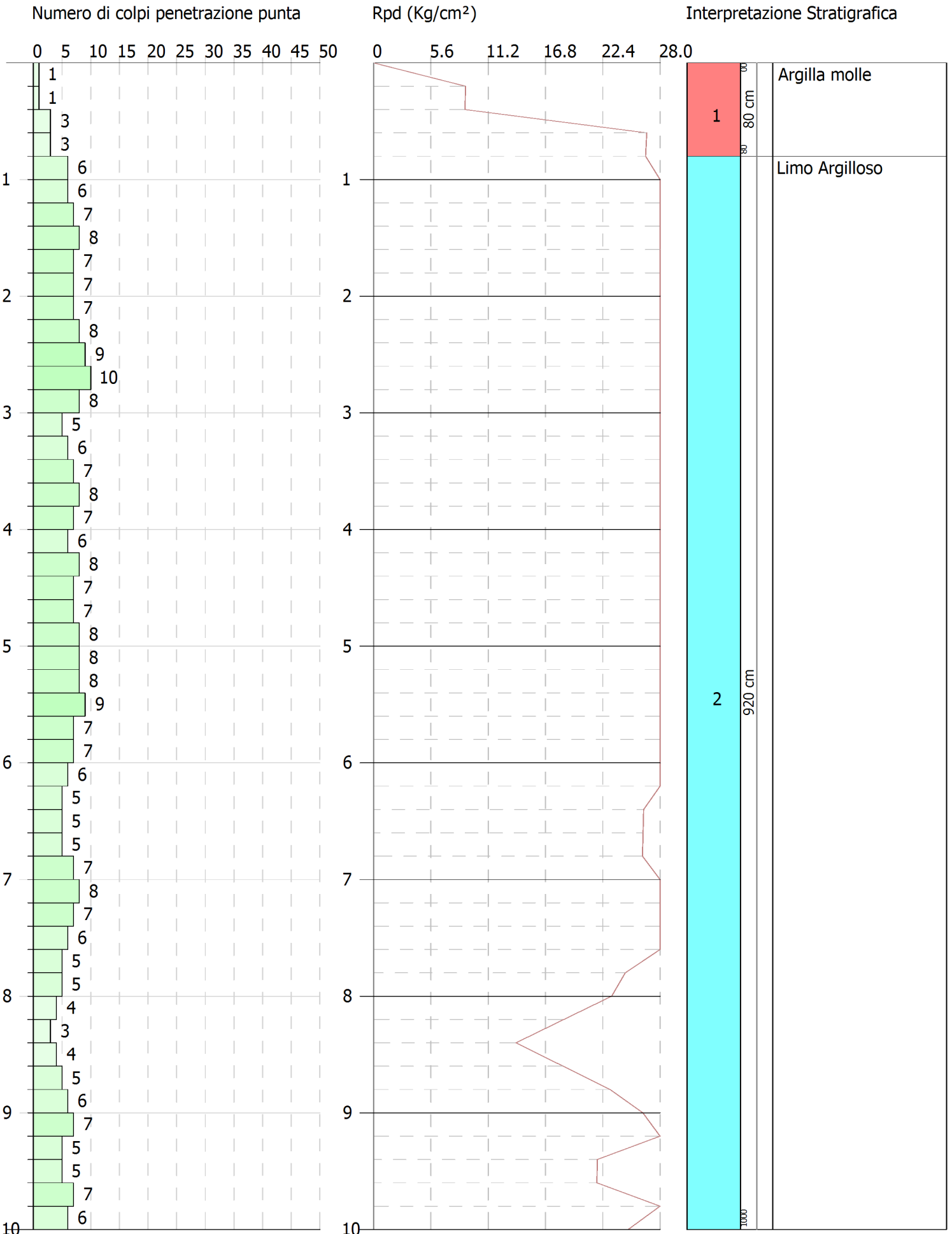
Descrizione	NSPT	Prof. Strato (m)	Correlazione	Peso unità di volume saturo (t/m <sup>3</sup> )
Strato (1) Argilla molle	2.49	0.00-1.20	Meyerhof	1.86
Strato (2) Limo argilloso	6.54	1.20-10.00	Meyerhof	1.89

**STRATIGRAFIA TERRENO - MODELLO STRATIGRAFICO GEOTECNICO CONCETTUALE CARATTERISTICO DI RIFERIMENTO**

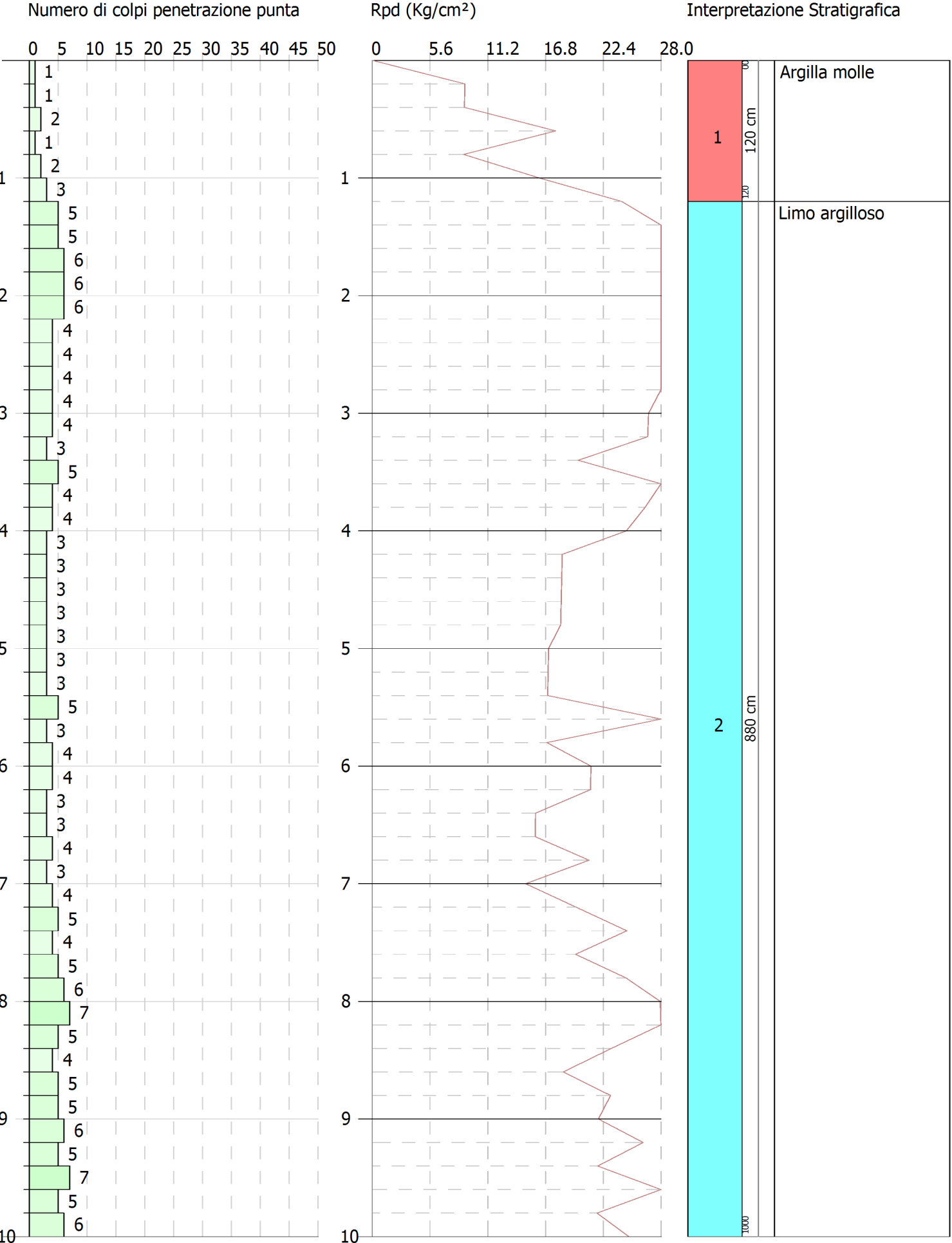
DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [Kg/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Descrizione
1.2	1600.0	1860.0	0.0	0.0	0.156	24.9	27.19	Argilla molle
8.8	1840.0	1890.0	0.0	0.0	0.409	65.4	68.5	Limo argilloso









**presenza al piano di posa e per i volumi di terreni coinvolti dalle fondazioni, di orizzonti che autorizzano, dal punto di vista geotecnico, ad estendere il modello stratigrafico - geotecnico caratteristico concettuale di riferimento, desunto dalle indagini in sito eseguite, a tutto il lotto da edificare.**

In fase di esecuzione degli scavi si raccomanda pertanto la massima cautela al fine di escludere la presenza, al piano di posa, di cavità e/o sacche di materiali geotecnicamente più scadenti e/o altre anomalie, che in tal caso andranno adeguatamente verificate e bonificate e/o trattate opportunamente per migliorarne le caratteristiche geotecniche.

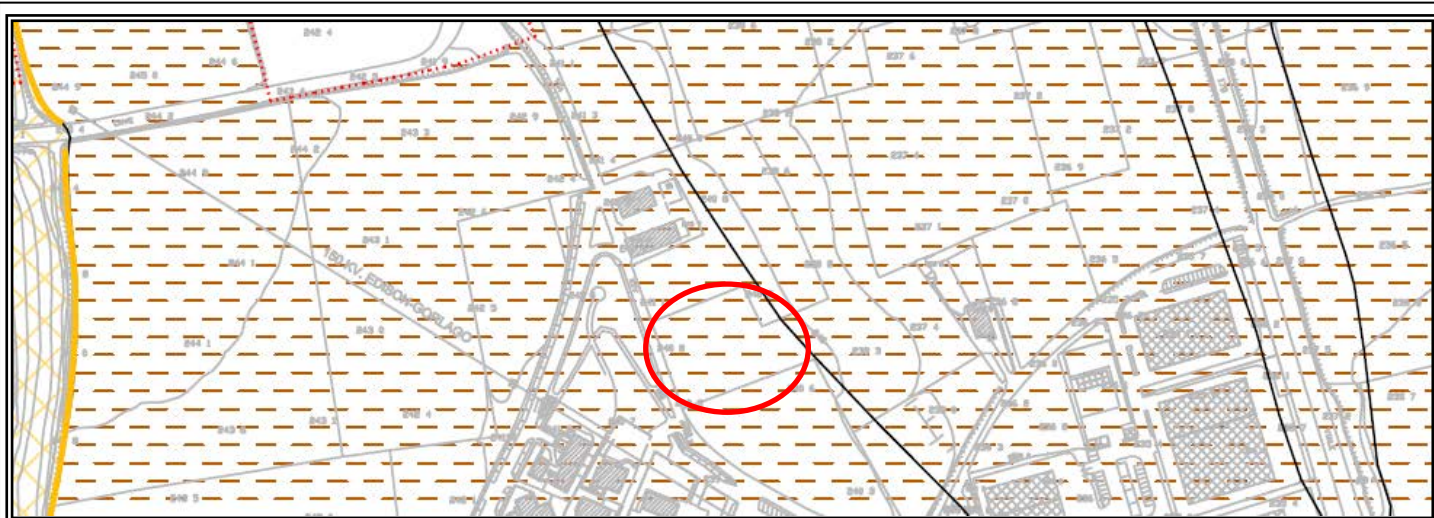
### **3.2 Indagini HVSR**

Al fine di stimare la  $V_s$  ai sensi della normativa vigente sono state eseguite n. 2 indagini sismiche passive a stazione singola HVSR (horizontal vertical spectra ratio) nota anche con il nome di prova Nakamura. Queste prove consentono, in condizioni ottimali, di evidenziare eventuali fenomeni di amplificazione sismica legati ad assetti particolari del substrato. Questa metodologia ha mostrato i migliori risultati in presenza di un substrato rigido con sedimenti sovrastanti poco consolidati o poco addensati. **Gli esiti delle indagini HVSR eseguite sono compatibili con la presenza di terreni di Categoria sismica C; le successive verifiche di II Livello, i cui esiti sono esposti nei paragrafi successivi, indicano tuttavia che per tali terreni i valori del  $F_a$  calcolato, per sottosuolo sismico C, risultano al limite, o poco superiori, ad  $F_a$  di soglia; nelle verifiche geotecniche e sismiche si dovrà pertanto considerare cautelativamente un sottosuolo sismico di Categoria D per il quale la normativa di riferimento risulta adeguata a considerare i possibili effetti di amplificazione sismica.**

### **4.0 Elementi di microzonazione sismica**

Dal punto di vista sismico il territorio comunale di Suisio (Bg) è stato classificato dalla D.G.R. della Lombardia n. X/2129 dell'11 luglio 2014 "Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (L.R. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)", come comune in zona 3; tutti i progetti delle strutture riguardanti le nuove costruzioni, pubbliche e private, devono essere redatti in linea con le norme tecniche vigenti per la Zona 3". Le NTC, prevedono, in luogo delle accelerazioni sismiche per l'intero territorio comunale e per classi di sismicità, previste dall'O.P.C.M. 3274, l'adozione dei valori di accelerazione sismica di base considerando l'intero territorio suddiviso secondo griglie con un lato di circa 5,5 km, a ciascuna delle quali è attribuito un caratteristico ed uniforme valore di accelerazione sismica  $a_g$ . La "pericolosità sismica di base" del sito di intervento costituisce pertanto l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche attraverso la definizione di tre parametri:  $a_g$  = accelerazione orizzontale massima del sito;  $F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;  $T^*c$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale. Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio,  $V_s$ . Per il caso in esame è stato adottato il metodo semplificato mediante la stima del valore di  $V_s$  attraverso specifiche indagini in sito. I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di





### Legenda

ZONE OMOGENEE	SCENARIO DI PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE (PSL)	EFFETTI Fenomeni Cosismici Livello approfondimento
ZONA Z1a	Zona caratterizzata da movimenti franosi attivi	Instabilità 3° livello approfondimento
ZONA Z1b	Zona caratterizzata da movimenti franosi quiescenti	Instabilità 3° livello approfondimento
ZONA Z1c	Zona potenzialmente franosa o esposta a rischio frana	Instabilità 3° livello approfondimento
ZONA Z2a	Zona con terreni di fondazione particolarmente scadenti (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.)	Cedimenti 3° livello approfondimento
ZONA Z3a	Zona di ciglio H>10 metri (scarpata con parete subverticale, bordo di cava, nicchia di distacco, orlo di terrazzo fluviale o di natura antropica)	Amplificazioni topografiche 2° livello approfondimento
ZONA Z4a	Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari incoerenti	Amplificazioni litologiche e geometriche 2° livello approfondimento
ZONA Z4a	Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali coesivi	Amplificazioni litologiche e geometriche 2° livello approfondimento
ZONA Z4b+Z5	Zona di falda di detrito + Zona di probabile contatto stratigrafico e/o tettonico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse.	Comportamenti differenziali 2° livello approfondimento + individuazione terreno omogeneo fondazione
ZONA Z5	Zona di contatto stratigrafico e/o tettonico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse (la linea che delimita l'area individua la probabile zona di contatto).	Comportamenti differenziali Individuazione terreno omogeneo fondazione

I terreni sottoposti a verifica ed appartenenti all'Unità di Carvico – Unità di Cantù ricadono nella **categoria di sottosuolo B**, i terreni appartenenti all'Unità di Medolago risultano appartenere alla **categoria di sottosuolo C** come evidenziato nell'allegato 2 alla relazione.

per il **sito B**, il valore di F.a. stimato risulta superiore, al valore di soglia (condizione "non verificata") per il range di periodi compresi tra  $0,1 < T < 0,5$  sec. Pertanto per tale intervallo si ritiene che l'applicazione dei parametri di spettro di normativa relativi alla categoria di sottosuolo C, non sia in grado di offrire un adeguato grado di protezione. In tale area campione, in relazione ai risultati ottenuti con l'analisi di 2° livello (limitatamente agli edifici strategici e rilevanti), secondo quanto stabilito dalla normativa regionale, c'è l'obbligo di effettuare analisi di 3° livello in fase di progettazione esecutiva oppure, in alternativa, di adottare i parametri di normativa relativi alla **categoria di sottosuolo D**. Non si verifica invece il supero per il range dei periodi compreso tra  $0,5 < T < 1,5$  sec

Stralcio della carta di pericolosità sismica locale dello studio geologico di PGT  
Non in scala

risposta sismica locale o delle velocità  $V_s$  per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2. I valori di  $V_s$  sono ottenuti mediante specifiche prove ovvero, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{S,eq}$  (in m/s), definita dall'espressione:

con:

- $h_i$  spessore dell' $i$ -esimo strato;
- $V_{Si}$  velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;
- $N$  numero di strati;
- $H$  profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{S,eq}$  è definita dal para-metro  $V_{S,30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

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

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

Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle presenti norme. Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di ri-sposta locale per la definizione delle azioni sismiche. Condizioni topografiche Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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

**Per l'area di intervento, ai fini della classificazione sismica, si è fatto ricorso all'indagine eseguita ed alle relative analisi sismiche di II livello di approfondimento, oltre che alle analisi di II Livello dello studio geologico di PGT e a indagini disponibili per aree contermini, che riferiscono i sottosuoli in questione alla**

**Categoria C. Tali analisi di II Livello sismico indicano inoltre che nel caso specifico, per sottosuoli di categoria C, i valori di amplificazione sismica locale sono superiori di poco, o al limite con i valori soglia definiti dalla Regione; pertanto la normativa risulta inadeguata a considerare i possibili effetti di amplificazione sismica locale. Nelle verifiche geotecniche dovranno pertanto essere adottati sottosuoli di Categoria Sismica D per i quali i valori di amplificazione sismica locale sono inferiori ai valori soglia definiti dalla Regione; pertanto la normativa risulta adeguata a considerare i possibili effetti di amplificazione sismica locale. Considerata la morfologia pianeggiante dei terreni, la categoria topografica è riferibile alla Classe T1.**

#### **4.1 Verifica liquefazione terreno di sottofondo**

Le NTC consentono di omettere la verifica a liquefazione quando si manifestino, per l'ambito in esame, almeno una delle seguenti cinque condizioni:

- 1) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campolibero) minori di 0,1g;
- 2) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per pianocampagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 3) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)60 > 30$  oppure  $q_{ciN} > 180$  dove  $(N1) 60$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{ciN}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- 5) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nei fusi granulometrici di cui alle figure 7.11.1 (a) e b delle NTC.

***Per il caso specifico i terreni di sottofondo non rientrano nel fuso granulometrico dei terreni liquefacibili; inoltre la falda è presente solo a quote molto profonde (oltre - 50 m da piano campagna) viene pertanto omessa la verifica a liquefazione dei terreni.***

#### **4.2 Analisi sismica di II Livello**

Nel rispetto dei riferimenti normativi dettati dalla DGR 2616/2011 e della DGR 5001/2016, è stata eseguita un'analisi sismica di II Livello, adottando i metodi di approfondimento previsti dalla Regione Lombardia - Allegato 5 - DGR 2616/2011 e App 5 - DGR 5001/2016. La procedura per la caratterizzazione semiquantitativa degli effetti d'amplificazione consiste nella stima quantitativa della risposta sismica dei terreni in termini di valore di Fattore di amplificazione (Fa); lo studio nel caso specifico è stato condotto con metodi quantitativi semplificati, validi per la valutazione delle amplificazioni litologiche. Il valore di Fa si riferisce agli intervalli di periodo tra 0.1 - 0.5 s e 0.5 - 1.5 s: in particolare l'intervallo tra 0.1 - 0.5 s si riferisce a strutture di altezza inferiore ai 5 piani, basse e relativamente rigide, come quella di progetto. La procedura semplificata richiede la conoscenza dei seguenti parametri:

- litologia dei materiali presenti nel sito (litologie ghiaiose e litologie argillose limose);
- stratigrafia del sito;
- andamento con la profondità delle Vs fino a valori pari o superiori a 800 m/s; in mancanza del raggiungimento del bedrock ( $V_s \geq 800$  m/s) con le indagini è possibile ipotizzare un opportuno gradiente di Vs con la profondità

sulla base dei dati ottenuti dall'indagine, tale da raggiungere il valore di 800 m/s.

- spessore, peso di volume e velocità di ciascun strato;

- sezioni geologiche, conseguente modello geofisico - geotecnico ed identificazione dei punti rappresentativi sui quali effettuare l'analisi.

In funzione della litologia prevalente presente nel sito, del gradiente di velocità  $V_s$  e del gradiente del peso di volume naturale con la profondità si sceglie l'abaco di riferimento. In funzione dello spessore e della velocità  $V_s(2)$  dello strato superficiale si sceglie la curva più appropriata per la valutazione del valore di  $F_a$  nell'intervallo 0,5 - 1,5 s. La valutazione del grado di protezione è effettuata in termini di contenuti energetici, confrontando il valore di  $F_a$  ottenuto con un parametro di analogo significato calcolato per ciascun Comune e per le diverse categorie di suolo (Norme Tecniche per le Costruzioni) soggette ad amplificazioni litologiche (B, C, D ed E) e per i due intervalli di periodo 0,1 - 0,5 e 0,5 - 1,5 s. Il parametro calcolato per ciascun Comune della Regione Lombardia è riportato nella banca dati in formato.xls (soglie\_lomb.xls) e rappresenta il valore di soglia oltre il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione la reale amplificazione presente nel sito. La procedura prevede pertanto di valutare il valore di  $F_a$  e di confrontarlo con il corrispondente valore di soglia, considerando una variabilità di + 0,1 che tiene conto della variabilità del valore di  $F_a$  ottenuto. L'applicazione di questa metodologia richiede quindi l'esecuzione delle seguenti fasi:

1 - Scelta della litologia prevalente lungo la verticale indagata, tra le classi litologiche messe a disposizione dalla Regione Lombardia (nella DGR 2616/2011) e quindi verifica della congruità del profilo di propagazione delle onde di taglio con il campo di validità messo a disposizione nelle norme. Se il profilo rientra nel campo di validità si passa al punto 2.

2 - Selezione della curva da utilizzare per il calcolo del  $F_a$  nell'intervallo 0,1 - 0,5 s, sulla base di:

velocità di propagazione delle onde di taglio ( $V_S$ ) del primo strato (la cui identificazione è incerta, in quanto non è specificato se il primo strato deve essere individuato sulla base della stratigrafia oppure sulla base degli intervalli di velocità  $V_S$  individuati); profondità del bedrock sismico.

3 - Calcolo del  $F_a$  (nei periodi 0,1 - 0,5 s e 0,5 - 1,5 s) in relazione al periodo fondamentale del terreno.

4 - Selezione della curva da utilizzare per il calcolo del  $F_a$  nell'intervallo 0,1 - 0,5 s, sulla base di:

velocità di propagazione delle onde di taglio ( $V_S$ ) del primo strato (la cui identificazione è incerta, in quanto non è specificato se il primo strato deve essere individuato sulla base della stratigrafia oppure sulla base degli intervalli di velocità  $V_S$  individuati), profondità del bedrock sismico.

5 - Calcolo del  $F_a$  (nei periodi 0,1 - 0,5 s e 0,5 - 1,5 s) in relazione al periodo fondamentale del terreno.

Il periodo proprio del sito  $T$  necessario per l'utilizzo della scheda di valutazione è calcolato considerando tutta la stratigrafia fino alla profondità in cui il valore della velocità  $V_s$  è uguale o superiore a 800 m/s ed utilizzando la seguente equazione:

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

Dove  $h_i$  e  $V_{s_i}$  sono lo spessore e la velocità dello strato  $i$ -esimo del modello. Una volta calcolati i  $F_a$ , l'ultimo passo da compiere prevede il loro confronto con dei valori predeterminati dalla Regione Lombardia. Per il caso specifico, come già accennato, il periodo di riferimento da adottare nelle verifiche è  $T = 0.1 - 0.5$  s riferito a

strutture di altezza inferiore ai 5 piani di altezza. Per il comune di Suisio (Bg) il valori di Fa soglia definiti da Regione Lombardia sono i seguenti:

Intervallo	Valori Soglia			
	B	C	D	E
0.1 - 0.5	1.4	1.9	2,2	2.0

Si possono presentare quindi due situazioni:

1 - il valore di Fa è inferiore o uguale al valore di soglia corrispondente: la nuova normativa è da considerarsi sufficiente per tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica del sito e quindi si applica lo spettro previsto dalla normativa;

2 - il valore di Fa è superiore al valore di soglia corrispondente: la normativa è insufficiente a tenere in considerazione i possibili effetti di amplificazione litologica del sito e quindi è necessario, in fase di progettazione edilizia, o effettuare analisi più approfondite (III° Livello) o, in alternativa, utilizzare lo spettro di norma caratteristico della categoria di suolo superiore, con il seguente schema (punto 1.4.3 della DGR VIII/7374/2008 e Allegato 5 della DGR 2626/2011):

- anziché lo spettro della categoria B di suolo si utilizzerà quello della categoria di suolo C; nel caso in cui la soglia non fosse ancora sufficiente si utilizzerà lo spettro della categoria di suolo D;
- anziché lo spettro della categoria C di suolo si utilizzerà quello della categoria di suolo D;
- anziché lo spettro della categoria E di suolo si utilizzerà quello della categoria di suolo D.

Per il caso specifico in esame le indagini in sito eseguite indicano che il sottofondo dell'area di intervento è compatibile con un suolo sismico di Categoria C. La scheda di riferimento compatibile per l'area di intervento, tra quelle proposte da Regione Lombardia, è risultata essere la Scheda litologia sabbiosa.

**Le verifiche condotte restituiscono, per periodo 0.1 - 0.5 s, per sottosuoli di Categoria Sismica C, un valore di Fa calcolato massimo (il più cautelativo tra le due prove eseguite):  $F_a = 1,82$ .** La procedura prevede di valutare il valore di Fa con le schede di valutazione e di confrontarlo con il corrispondente valore di soglia, considerando una variabilità di + 0.1 che tiene in conto la variabilità del valore di Fa ottenuto. **Nel caso in esame si ottiene un valore di  $F_a = 1,82 + 0,1 = 1,92$  con Fa soglia per sottosuolo C = 1,9, per il periodo 0.1 - 0.5 s. Il valore di Fa calcolato, per suolo sismico C, risulta pertanto superiore ad Fa di soglia; nelle verifiche geotecniche e sismiche si dovrà pertanto considerare un sottosuolo sismico di Categoria D per il quale il valore di Fa calcolato risulta inferiore ad Fa di soglia pari a 2,2 e la normativa di riferimento risulta adeguata a considerare i possibili effetti di amplificazione sismica, mentre la categoria topografia è compatibile con la T1.**

## Parametri sismici

determinati con **GeoStru PS**

Le coordinate geografiche espresse in questo file sono in ED50

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii e fondazioni

### Sito in esame.

latitudine: 45,663560 [°]

longitudine: 9,499858 [°]

Classe d'uso: II. Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Vita nominale: 50 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

### Siti di riferimento.

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	11377	45,668790	9,488206	1076,1
Sito 2	11378	45,671130	9,559601	4718,1
Sito 3	11600	45,621180	9,562910	6799,5
Sito 4	11599	45,618850	9,491624	5012,6

### Parametri sismici

Categoria sottosuolo: D

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50 anni

Coefficiente cu: 1

	Prob. superamento [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	30	0,025	2,481	0,186
Danno (SLD)	63	50	0,033	2,498	0,208
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0,085	2,489	0,276
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	975	0,113	2,467	0,284



## Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s <sup>2</sup> ]	Beta [-]
SLO	1,800	2,900	1,000	0,009	0,005	0,443	0,200
SLD	1,800	2,740	1,000	0,012	0,006	0,578	0,200
SLV	1,800	2,380	1,000	0,031	0,015	1,505	0,200
SLC	1,800	2,350	1,000	0,049	0,024	2,000	0,240

Geostru

## 5.0 Caratteristiche geotecniche terreni e verifiche carico limite

Le NTC 2018, stabiliscono che in luogo dei parametri geotecnici nominali, nelle verifiche geotecniche debbano essere utilizzati i parametri geotecnici caratteristici. Definire il valore caratteristico significa pertanto scegliere il parametro geotecnico che influenza il comportamento del terreno in quel determinato stato limite, ed adottarne un valore, o stima, a favore della sicurezza. Esistono due metodi per la determinazione dei parametri caratteristici: - Un primo metodo considera l'approccio probabilistico, considerando quindi le quantità statistiche ricavate su un opportuno campione di prove - Metodo statistico; - Un secondo metodo si valuta i valori caratteristici delle proprietà del terreno in funzione del livello di deformazione previsto per lo stato limite considerato - Metodo geotecnico. Per il caso specifico si è adottato l'approccio geotecnico considerando valori caratteristici prossimi ai minimi più scadenti. Nel caso specifico si adotteranno i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

### STRATIGRAFIA TERRENO - MODELLO STRATIGRAFICO GEOTECNICO CONCETTUALE CARATTERISTICO DI RIFERIMENTO -

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [Kg/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico o [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Descrizione
1.2	1600.0	1860.0	0.0	0.0	0.156	24.9	27.19	Argilla molle
8.8	1840.0	1890.0	0.0	0.0	0.409	65.4	68.5	Limo argilloso

Tali valori verranno adottati, applicando i relativi coefficienti riduttivi per il calcolo dei parametri di progetto, nelle verifiche geotecniche riportate nel seguente rapporto. **Le prove eseguite hanno riscontrato la presenza di una condizione litotecnica uniforme e sostanzialmente scadente, individuando la presenza di una potente coltre limosa argillosa che si estende da piano campagna fino alle massime profondità indagate, caratterizzato da bassi valori di resistenza dinamica all'avanzamento della punta penetrometrica. La condizione geotecnicamente più scadente è stata riscontrata nella prova SCPT n° 4. Di tale situazione si dovrà tener conto in fase di esecuzione degli sbancamenti al fine di accertare scrupolosamente la reale condizione stratigrafica litotecnica del sottofondo e verificare che il modello concettuale caratteristico di riferimento illustrato nel seguente rapporto, ed utilizzato nelle relative verifiche geotecniche, sia coerente con la reale condizioni del sottofondo.**

Durante l'esecuzione delle prove non è stata riscontrata la presenza di acqua (aste penetrometriche estratte asciutte); si raccomanda in ogni caso di porre particolare cura ed attenzione nel difendere le fondazioni e le strutture interrato con adeguate guaine impermeabilizzanti (e di prevedere la perfetta sigillatura/saldatura tra le guaine di sottofondo e quelle laterali) e di predisporre a tergo dei muri controterra, idonei pacchetti drenanti con relative tubazioni e pozzetti di raccolta e allontanamento delle acque, per evitare che le acque meteoriche possano dare luogo a infiltrazioni e risalite capillari. Le indagini dirette in sito eseguite hanno un livello di attendibilità elevato per la caratterizzazione litotecnica dei terreni di sottofondo; tuttavia tali dati si riferiscono ad elementi di analisi puntuale, pertanto, qualora in fase di sbancamento si riscontrassero eterogeneità marcate nel sottofondo o sostanziali difformità tra la reale stratigrafia del sito ed il modello stratigrafico litotecnico concettuale di

riferimento, riportato nel seguente rapporto, dovrà essere tempestivamente contattato il sottoscritto per un sopralluogo ispettivo e per prevedere, se il caso, un supplemento di indagini in sito integrative a partire dalla quota di fondo scavo, per le eventuali ulteriori verifiche geotecniche.

### **5.1 Verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno**

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione  $E_d \leq R_d$ , dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione e dove  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico (in questo caso del terreno di fondazione). Al fine di consentire l'esecuzione delle verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) dell'opera in progetto, viene determinata la resistenza di progetto del terreno di fondazione al collasso per carico limite ( $R_d$ ), che si ottiene dividendo la resistenza caratteristica del terreno  $R_k$  (coincidente con la capacità portante limite), per un fattore di sicurezza  $R$  variabile a seconda dell'approccio scelto per le suddette verifiche. Il calcolo della resistenza del sottofondo è stato condotto sia in condizioni statiche (assenza di sisma), sia in condizioni dinamiche (presenza di sisma). In condizioni dinamiche si è tenuto conto, nel calcolo della resistenza, dei coefficienti riduttivi dei fattori di portanza  $N_q$ ,  $N_c$  ed  $N_g$ , legati all'accelerazione sismica orizzontale al piano di posa delle fondazioni, secondo quanto prescritto da Paolucci & Pecker (1997). Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine. Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa. Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite, accertando che la condizione 6.2.1 sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

#### SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione - terreno;
- collasso per scorrimento sul piano di posa;
- stabilità globale.

#### SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, secondo la Combinazione 2 ( $A_2+M_2+R_2$ ) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali. Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione ( $A_1+M_1+R_3$ ) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I. Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

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

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

### Verifiche gli stati limite di esercizio (SLE)

Al fine di assicurare che le fondazioni risultino compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), si deve verificare il rispetto della condizione 6.2.7, calcolando i valori degli spostamenti e delle distorsioni nelle combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3, tenendo conto anche dell'effetto della durata delle azioni. Forma, dimensioni e rigidità della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi. Nelle verifiche geotecniche per la stima della capacità portante si sono adottati i metodi più diffusi in letteratura, applicando i relativi effetti sismici sulla base dei parametri scaturiti dalla caratterizzazione sismica del sito utilizzando il software commerciale LoadCap, versione 2021 implementato dalla Geostru. **Nelle verifiche geotecniche sono state ipotizzate le azioni e combinazioni di carico riportate nella tabella di seguito riportata; sarà cura dello strutturista verificare la congruenza di tali dati con le azioni effettivamente agenti sulle fondazioni e qualora necessario, saranno eseguite ulteriori iterazioni di verifica sulla base delle azioni di progetto.**

Il progetto in questione prevede la realizzazione di due nuovi edifici residenziali secondo le informazioni fornite dall'Ing. Pagnoncelli, ai cui elaborati datati si rimanda per i particolari L'edificio più a nord è privo di locale interrato e le fondazioni dovranno essere posate alla quota di almeno posate a - 1,2 m da piano campagna in modo da superare il livello superficiale argilloso molle molto scadente geotecnicamente (si raccomanda alla DL in fase di scavo di verificare che le fondazioni raggiungano in ogni punto il sottostante livello limoso argilloso meno scadente non esitando, se il caso, ad approfondire il piano di posa o eseguire una bonifica geotecnica del sottofondo). L'edificio a sud sarà invece dotato di un piano interrato con previsto piano di posa delle fondazioni posto a circa - 3,5 m da piano campagna. In fase di scavo la DL dovrà porre la massima cura al fine di verificare che in ogni punto le fondazioni risultino posate entro l'orizzonte limoso argilloso individuato durante l'esecuzione delle prove SCPT, accertando l'assenza di cavità/sacche colmate con materiale geotecnicamente scadente al di sotto del piano di posa, che in tal caso andranno adeguatamente bonificate. Nelle verifiche geotecniche sono state considerate fondazioni a travi rovesce posate a -1,2 e - 3,5 m da piano campagna con i carichi ipotizzati al piano di posa:

<b><u>Fondazioni a travi rovesce di larghezza B = 0.8 m posate a - 1,2 m da p.c.</u></b>	
<b>Combinazione delle azioni sulle fondazioni (Kg/cmq)</b>	
<b>Ipotesi orientativa (da verificare)</b>	
A1+M1+R3 Combinazione fondamentale statica SLU (STR)	1
sisma	1
SLE	1
SLD	1
<b><u>Fondazioni a travi rovesce di larghezza B = 0.8 m posate a - 3.5 m da p.c.</u></b>	
<b>Combinazione delle azioni sulle fondazioni (Kg/cmq)</b>	
<b>Ipotesi orientativa (da verificare)</b>	
A1+M1+R3 Combinazione fondamentale statica SLU (STR)	1
sisma	1
SLE	1
SLD	1

## 5.2 Esiti delle verifiche geotecniche relative alla resistenza dei terreni allo SLU

Nelle verifiche sono state considerate fondazioni nelle condizioni più critiche riscontrate in SCPT n° 4. Nella tabella allegata sono riportati gli esiti delle verifiche geotecniche eseguite con le combinazioni di calcolo indicate. Le verifiche geotecniche eseguite adottando l'Approccio 2 - Combinazione Unica, hanno fornito i seguenti esiti:

### Fondazioni a travi rovesce

Fondazioni	Sigma massima a compressione SLU - Qultima (K/cm <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione massima esercizio Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coefficiente di sicurezza	Verifica geotecnica	Cedimenti totali (mm)
Travi rovesce B = 0.8 m Posate a 1.2 m da p.c.	2.33	1.01	1	Verificato	Verificata	< 20 mm
Travi rovesce B = 0.8 m Posate a 3.5 m da p.c.	2.33	1.01	1	Verificato	Verificata	< 20 mm

Nel dimensionamento esecutivo delle fondazioni si raccomanda di adottare in ogni caso, a deciso favore di sicurezza, un valore di Tensione Massima di Esercizio Ed non superiore a Ed = 1 Kg/cm<sup>2</sup> per entrambe le tipologie di fondazione analizzate.

I valori di portanza non cambiano alle differenti profondità perché le fondazioni sono posate nello stesso livello geotecnico e sono state considerate di dimensioni analoghe e con stesso incastro di 90 cm. Rispetto alle fondazioni più superficiali le fondazioni posate - 3,50 m da p.c. saranno interessate da cedimenti inferiori per la differenza di carico litostatico al piano di posa.

Per terreni coesivi, nelle verifiche in condizioni non drenate (a breve termine), non è possibile apportare le correzioni sismiche proposte dalla normativa e pertanto per l'analisi in condizioni dinamiche si raccomanda di inserire le azioni sismiche agenti sulle fondazioni.

In fase di scavo la DL dovrà porre la massima cura al fine di escludere la presenza di cavità/sacche colmate con materiale geotecnicamente scadente al di sotto del piano di posa, che in tal caso andranno adeguatamente bonificate.

Nella verifica dei cedimenti totali, considerando fondazioni con carichi di esercizio indicati, i valori totali risultano inferiori a 20 mm. *Le verifiche illustrate nel seguente rapporto sono riferite esclusivamente all'intervento progettuale per il quale sono state predisposte, così come da indicazioni fornite dal Progettista ed esclusivamente per i Committenti titolati al loro utilizzo. Lo scrivente Dr. Geologo Norberto Invernici conserva la proprietà intellettuale su tutti gli elaborati consegnati; la Committenza può utilizzare gli stessi una sola volta per l'esclusivo fine per il quale il sono stati predisposti. Ogni utilizzo diverso dovrà essere autorizzato dallo scrivente. Qualsiasi variazione/modifica progettuale apportata dovrà essere nuovamente valutata per le necessarie verifiche geotecniche e per predisporre, se il caso, supplementi di indagini in sito o raccomandare diverse modalità di esecuzione dei lavori. Nella seguente relazione sono illustrate le condizioni geologiche - geotecniche, idrogeologiche e sismiche dell'area di intervento e di un suo ragionevole intorno nelle condizioni dello stato di fatto alla data di redazione; in ogni caso, prima dell'inizio dei lavori dovranno essere eseguite adeguate verifiche dei terreni direttamente interessati dall'intervento e di un loro ragionevole intorno, non*

**Verifiche geotecniche fondazioni a travi rovesce di larghezza B = 0,80 m**  
**Fondazioni posate a - 1,2 m da p.c. - Incastro Df = 0,90 m**  
**NTC 2018 - Zona Sismica 3 - Metodo SLU - Approccio 2 - Combinazione Unica**

**DATI GENERALI**

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	0.8 m
Lunghezza fondazione	6.0 m
Profondità piano di posa	1.2 m
Altezza di incastro	0.9 m

**SISMA**

Accelerazione massima (amax/g)	0.045
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.009

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

**Dati generali**

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

**Parametri sismici su sito di riferimento**

Categoria sottosuolo:	D
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.245	2.481	0.186
S.L.D.	50.0	0.324	2.498	0.208
S.L.V.	475.0	0.834	2.489	0.276
S.L.C.	975.0	1.108	2.467	0.284

**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.	0.441	0.2	0.009	0.0045
S.L.D.	0.5832	0.2	0.0119	0.0059
S.L.V.	1.5012	0.2	0.0306	0.0153
S.L.C.	1.9944	0.24	0.0488	0.0244

**STRATIGRAFIA TERRENO**

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [Kg/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico o [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Descrizione
1.2	1600.0	1860.0	0.0	0.0	0.156	24.9	27.19	Argilla molle
8.8	1840.0	1890.0	0.0	0.0	0.409	65.4	68.5	Limo argilloso

**Carichi di progetto agenti sulla fondazione**

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm <sup>2</sup> ]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

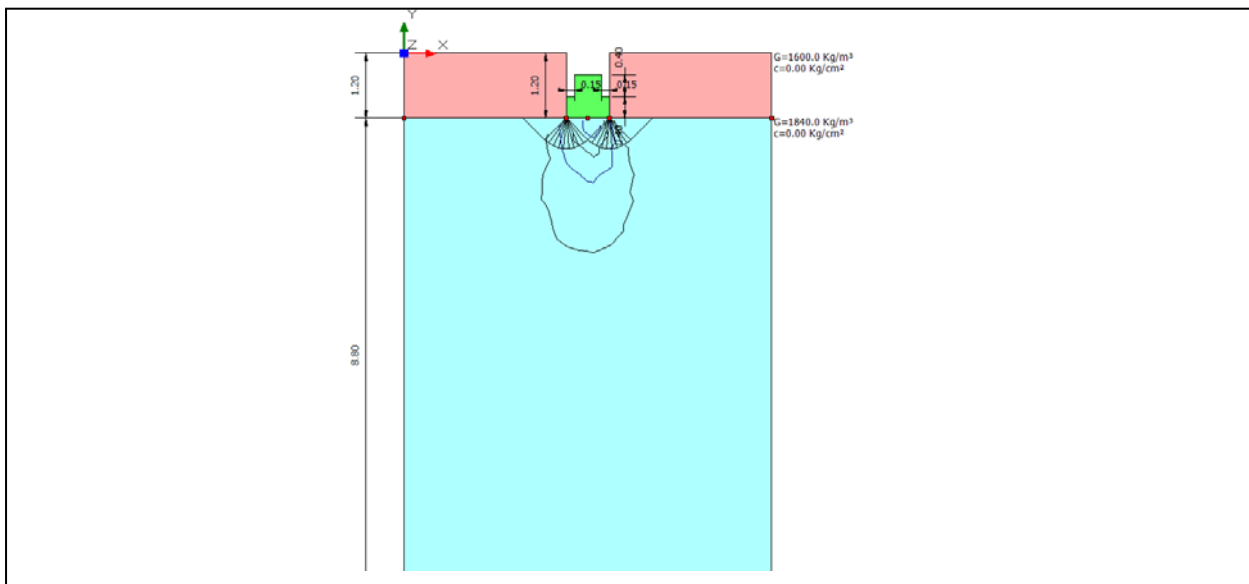
**Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnic terreno + Resistenze**

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	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione [Ed] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Costante sottofondo (Kg/cm <sup>3</sup> )
A1+M1+R3							
	HANSEN (1970)	3.15	1.37	1.00	3.15	Verificata	1.26
	TERZAGHI (1955)	2.50	1.09	1.00	2.5	Verificata	1.00
	MEYERHOF (1963)	2.97	1.29	1.00	2.97	Verificata	1.19
	VESIC (1975)	3.15	1.37	1.00	3.15	Verificata	1.26
*	Brinch - Hansen 1970	2.33	1.01	1.00	2.33	Verificata	0.93
SISMA							
	HANSEN (1970)	3.15	1.75	1.00	3.15	Verificata	1.26
	TERZAGHI (1955)	2.50	1.39	1.00	2.5	Verificata	1.00
	MEYERHOF (1963)	2.97	1.65	1.00	2.97	Verificata	1.19
	VESIC (1975)	3.15	1.75	1.00	3.15	Verificata	1.26
	Brinch - Hansen 1970	2.33	1.29	1.00	2.33	Verificata	0.93

Con \* i valori più cautelativi di verifica



**CEDIMENTI ELASTICI**

Pressione normale di progetto	1.0 Kg/cm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	65.4 Kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	0.25
=====	
Cedimento al centro della fondazione	14.88 mm

**Verifiche geotecniche fondazioni a travi rovesce di larghezza B = 0,80 m**  
**Fondazioni posate a - 3.5 m da p.c. - Incastro Df = 0,90 m**  
**NTC 2018 - Zona Sismica 3 - Metodo SLU - Approccio 2 - Combinazione Unica**

**DATI GENERALI**

Normativa	NTC 2018
Larghezza fondazione	0.8 m
Lunghezza fondazione	6.0 m
Profondità piano di posa	3.5 m
Altezza di incastro	0.9 m

**SISMA**

Accelerazione massima (amax/g)	0.045
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.009

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

**Dati generali**

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

**Parametri sismici su sito di riferimento**

Categoria sottosuolo:	D
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s <sup>2</sup> ]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.245	2.481	0.186
S.L.D.	50.0	0.324	2.498	0.208
S.L.V.	475.0	0.834	2.489	0.276
S.L.C.	975.0	1.108	2.467	0.284

**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.	0.441	0.2	0.009	0.0045
S.L.D.	0.5832	0.2	0.0119	0.0059
S.L.V.	1.5012	0.2	0.0306	0.0153
S.L.C.	1.9944	0.24	0.0488	0.0244

**STRATIGRAFIA TERRENO**

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [Kg/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [Kg/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico o [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Descrizione
1.2	1600.0	1860.0	0.0	0.0	0.156	24.9	27.19	Argilla molle
8.8	1840.0	1890.0	0.0	0.0	0.409	65.4	68.5	Limo argilloso

**Carichi di progetto agenti sulla fondazione**

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [Kg/cm <sup>2</sup> ]	N [Kg]	Mx [Kg·m]	My [Kg·m]	Hx [Kg]	Hy [Kg]	Tipo
1	A1+M1+R3	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
2	SISMA	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio
4	S.L.D.	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Servizio

**Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnic terreno + Resistenze**

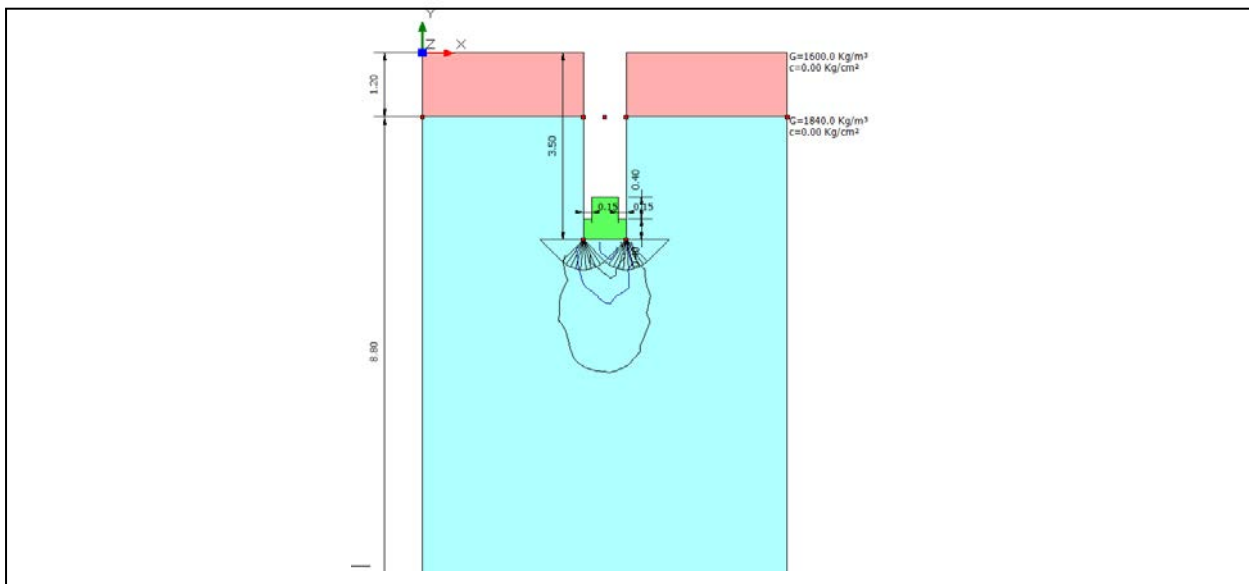
Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1.1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1



Carico limite verticale

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto [Rd] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione [Ed] (Kg/cm <sup>2</sup> )	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Costante sottofondo (Kg/cm <sup>3</sup> )
A1+M1+R3							
	HANSEN (1970)	3.46	1.50	1.00	3.46	Verificata	1.38
	TERZAGHI (1955)	2.50	1.09	1.00	2.5	Verificata	1.00
	MEYERHOF (1963)	4.22	1.83	1.00	4.22	Verificata	1.69
	VESIC (1975)	3.46	1.50	1.00	3.46	Verificata	1.38
*	Brinch - Hansen 1970	2.33	1.01	1.00	2.33	Verificata	0.93
SISMA							
	HANSEN (1970)	3.46	1.92	1.00	3.46	Verificata	1.38
	TERZAGHI (1955)	2.50	1.39	1.00	2.5	Verificata	1.00
	MEYERHOF (1963)	4.22	2.34	1.00	4.22	Verificata	1.69
	VESIC (1975)	3.46	1.92	1.00	3.46	Verificata	1.38
	Brinch - Hansen 1970	2.33	1.29	1.00	2.33	Verificata	0.93

Con \* i valori più cautelativi di verifica



**CEDIMENTI ELASTICI**

Pressione normale di progetto	1.0 Kg/cm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	65.4 Kg/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	0.25
Cedimento al centro della fondazione	14.88 mm

*esitando a contattare lo scrivente per un sopralluogo di verifica, al fine di escludere che successivamente alla redazione della presente siano intervenute alterazioni/modificazioni naturali od antropiche dello stato dei luoghi che possano in qualche modo determinare negative mutue interferenze con le opere di progetto o che possano alterare le condizioni di stabilità dell'area. Si raccomanda anche di contattare lo scrivente per un sopralluogo in cantiere a scavo aperto, in modo che sia possibile individuare eventuali anomalie nel sottofondo e procedere, se il caso, con indagini integrative.*

## 6.0 Conclusioni

Sui terreni siti lungo via De Gasperi, in territorio comunale di Suisio (Bg), è prevista la realizzazione di nuovi edifici residenziali caratterizzati da due piani fuori terra ma con fondazioni posate a quote differenti. L'edificio più a N sarà privo di locale interrato e le fondazioni saranno posate a - 1,2 m da piano campagna; l'edificio più a S sarà dotato di piano interrato con previsto piano di posa delle fondazioni posto a circa - 3,5 m da piano campagna attuale. La morfologia dell'area è caratterizzata da terreni pianeggiati privi di evidenze geomorfologiche significative (ad esclusione dell'orlo di terrazzo morfologico ad est del lotto, non interessato dagli interventi edificatori), almeno negli immediati intorno, e risulta inserita in Classe 3I di fattibilità geologica (fattibilità con consistenti limitazioni), dal vigente PGT comunale, considerata la presenza di falde sospese ed in ambito a pericolosità sismica Z4a per potenziali amplificazioni litologiche/stratigrafiche. Le indagini geotecniche eseguite hanno restituito valori di resistenza dinamica all'avanzamento compatibili con la presenza di un livello di alterazione superficiale a composizione argillosa di spessore circa 1,2 m dotato di scadenti caratteristiche geotecniche; oltre tale livello compaiono orizzonti limosi argillosi dotati di caratteristiche meno scadenti entro i quali saranno posate le fondazioni. Nelle verifiche sono state considerate fondazioni nelle condizioni più critiche riscontrate in SCPT n° 4. Nella tabella allegata sono riportati gli esiti delle verifiche geotecniche eseguite con le combinazioni di calcolo indicate. Le verifiche geotecniche eseguite adottando l'Approccio 2 - Combinazione Unica, hanno fornito i seguenti esiti:

### Fondazioni a travi rovesce

Fondazioni	Sigma massima a compressione SLU - Qultima (K/cm <sup>2</sup> )	Resistenza di progetto Rd (Kg/cm <sup>2</sup> )	Tensione massima esercizio Ed (Kg/cm <sup>2</sup> )	Coefficiente di sicurezza	Verifica geotecnica	Cedimenti totali (mm)
Travi rovesce B = 0.8 m Posate a 1.2 m da p.c.	2.33	1.01	1	Verificato	Verificata	< 20 mm
Travi rovesce B = 0.8 m Posate a 3.5 m da p.c.	2.33	1.01	1	Verificato	Verificata	< 20 mm

*Nel dimensionamento esecutivo delle fondazioni si raccomanda di adottare in ogni caso, a deciso favore di sicurezza, un valore di Tensione Massima di Esercizio Ed non superiore a Ed = 1 Kg/cm<sup>2</sup> per entrambe le tipologie di fondazione analizzate.*

Qualora gli scavi siano realizzati in prossimità di altri manufatti (edifici esistenti, viabilità stradale, limiti di proprietà ecc..), dovranno essere realizzate opere di sottomurazioni/sostegno/puntellamento preventive, di carattere provvisorio o definitivo, che si rendessero necessarie, per evitare che si possano manifestare lesioni/cedimenti delle fondazioni e delle strutture esistenti/adiacenti e/o il cedimento/crollo dei fronti scavo.

Nella verifica dei cedimenti totali, considerando fondazioni con carichi di esercizio indicati, i valori dei cedimenti totali risultano inferiori a 20 mm; per ridurre tali valori e migliorare ulteriormente l'interazione tra fondazione e sottofondo si raccomanda di regolarizzare il piano di posa con magrone di spessore non inferiore a 20 cm, armato con rete in Fe elettrosaldato standard con maglia 20 x 20 cm e diametro 8 mm.

Si raccomanda inoltre di prevedere l'efficace protezione delle fondazioni e delle strutture interrato mediante idonee guaine impermeabilizzanti per evitare fenomeni di infiltrazione nelle murature e di risalita capillare.

Bergamo, 24 Novembre 2021



Dott. Geol. Norberto Invernici

N. Iscriz. O.G.L. 990