

# RELAZIONE GEOLOGICO TECNICA




RETE S.P.A.

BEINASCO (TO) – VIA SAN LUIGI N°3

<b>Commessa</b>	17A014
<b>Data</b>	01/07/2017
<b>Documento</b>	408_17A014_RGT
<b>Revisione</b>	00
<b>Cliente</b>	RETE S.p.a. Via Lega Silvestro, 29 10155 - Torino

<b>Preparato da</b> B&A Consultancy S.r.l.		
Via Noe, 22 - 20133 Milano Tel +39 02 36637700 Fax +39 02 89058864 info@bea-consultancy.com	P. Iva e C.F. 06242830963 REA Milano MI – 1879487 Capitale Sociale € 100.000 i.v.	

<b>Descrizione del progetto</b>	Relazione Geologico Tecnica
---------------------------------	-----------------------------

<b>Realizzato</b>	Dott. Paolo Perego	
<b>Verificato</b>	Dott. Paolo Florean	
<b>Approvato</b>	Dott. Geol. Marco Panzani	



## SOMMARIO

---

<b>1. INTRODUZIONE</b>	<b>4</b>
<b>2. INQUADRAMENTO GENERALE</b>	<b>5</b>
<b>2.1 INQUADRAMENTO DELL'AREA OGGETTO DI INDAGINE</b>	<b>5</b>
<b>2.2 Inquadramento geomorfologico</b>	<b>6</b>
<b>2.3 Inquadramento geologico</b>	<b>6</b>
<b>2.4 Inquadramento idrogeologico</b>	<b>8</b>
<b>3. ATTIVITÀ DI INDAGINE IN SITO</b>	<b>10</b>
3.1 ATTIVITÀ DI PRECAVO	10
3.2 SONDAGGIO GEOGNOSTICO	11
3.2.1 SONDAGGIO S1	13
3.2.2 CAMPIONAMENTO TERRENO	15
<b>4. INDAGINE SISMICA</b>	<b>17</b>
4.1 PREMESSA	17
4.1.1 ATTREZZATURA UTILIZZATA	17
4.1.2 ACQUISIZIONE DELLE ONDE SISMICHE	17
4.1.3 MODALITÀ INTERPRETATIVA ESECUTIVA	17
4.1.4 RAPPRESENTAZIONE DEI DATI SISMICI CON METODO MASW	18
4.1.5 INTERPRETAZIONE DEI DATI	19
4.1.6 RICOSTRUZIONE DEL SOTTOSUOLO MEDIANTE LE ONDE S	20
4.1.7 NORME TECNICHE	21
4.1.8 STIMA DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE	23
<b>5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b>	<b>29</b>
5.1 CARATTERIZZAZIONE FISICO-MECCANICA DEI TERRENI E DEFINIZIONI DEI VALORI CARATTERISTICI "FK" DEI PARAMETRI GEOTECNICI	29
5.2 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI "SLU" AL COLLASSO PER CARICO LIMITE DEI TERRENI DI FONDAZIONE (D.M. 14/01/2008) – CONDIZIONI STATICHE	30
5.3 CALCOLO DEI VALORI DI RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO	32
5.4 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO "SLE" (D.M. /14/01/2008) – CONDIZIONI STATICHE	34
5.5 SUSCETTIBILITÀ ALLA LIQUEFAZIONE	36
<b>6. CONCLUSIONI</b>	<b>38</b>

---

## **TAVOLE**

---

1. Planimetria Generale – Ubicazione Sondaggio e stendimento sismico

---

## **ALLEGATI**

---

1. Stratigrafia Sondaggio
2. Documentazione Fotografica

## **1. INTRODUZIONE**

Su incarico di RETE S.p.a., la scrivente ha realizzato in data 16/06/2017 un'indagine geologico-tecnica al fine di determinare le caratteristiche sito specifiche del sottosuolo. Le attività sono state eseguite in merito al progetto di ampliamento del punto vendita carburanti, di proprietà Rete S.p.a., ubicato in parte nel Comune di Beinasco (TO) lungo Via San Luigi n°3 e in una piccola parte nel Comune di Orbassano (TO).

Le attività svolte sono le seguenti:

- Esecuzione di n°1 sondaggio geognostico e contestuale prelievo di campioni di terreno per caratterizzazione geotecnica;
- Esecuzione di n°5 prove SPT in foro;
- Indagine sismica (MASW);

La realizzazione delle indagini sopra elencate ha permesso di elaborare il presente documento

### **Normative di riferimento**

Per il presente lavoro sono state prese a riferimento le seguenti normative:

- D.Lgs. 9 aprile 2008, n. 81 "Testo unico sulla sicurezza sul lavoro".
- D.M. 11.03.1988 e s.m.i. "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e le scarpate, i criteri generali, e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- D.M. 14.01.08 "Norme tecniche per le costruzioni".
- Specifiche fornite dalla Committenza

## 2. INQUADRAMENTO GENERALE

### 2.1 Inquadramento dell'area oggetto di indagine

L'area oggetto di indagine è ubicata nel Comune di Beinasco (TO), in un contesto territoriale urbanizzato a carattere principalmente commerciale/industriale. Nella figura sottostante è visibile l'area di interesse.



Figura 1 – Estratto da Google Maps

## 2.2 Inquadramento geomorfologico

Dal punto di vista geomorfologico, il sito è ubicato al margine esterno di un'unità fluviale terrazzata di età medio-recente (Pleistocene superiore), estesa in destra orografica del T. Sangone, la cui sommità definisce il locale livello della pianura, che risulta sospeso di circa 2m sulla piana antistante il corso d'acqua.

Il passaggio tra l'unità superiore e quella inferiore è evidenziato da una scarpata, le cui evidenze locali sono offuscate per l'urbanizzazione dei luoghi; l'espressione morfologica è rappresentata da una superficie pianeggiante, di poco inclinata verso E-SE, che definisce il locale livello della pianura.

## 2.3 Inquadramento geologico

Dal punto di vista geologico, il territorio della Provincia di Torino risulta suddiviso in quattro settori fondamentali: la "zona alpina" ad Ovest e a Nord, la "Collina di Torino" ad Est del capoluogo, "l'Altopiano di Poirino" a Sud della collina e la "Pianura Torinese", compresa tra il bordo alpino e quello collinare ed elemento di raccordo tra la pianura cuneese e il resto della Pianura Padana.



Figura 2 : Inquadramento Geologico

Le formazioni affioranti nell'area in esame sono riferibili a Depositi Alluvionali, rappresentate per di più da sabbie ghiaiose e ghiaie ciottolose etero metriche alla cui sommità si estende un orizzonte sabbioso-limoso intensamente trasformato dalla pedogenesi e di potenza variabile fino ai 2m. Tale orizzonte è probabilmente rappresentato da un livello "ferrettizzato" costituito da limo sabbioso di colore bruno rossastro.

I terreni continentali sono rappresentati da depositi fluvioglaciali rissiani terrazzati, collegati geneticamente alle cerchie moreniche dell'anfiteatro di Rivoli-Avigliana presente immediatamente ad Ovest dell'area in esame.

Tali depositi presentano caratteristiche granulometriche e tessiturali eterogenee, in relazione a diversi fattori quali la provenienza dei clasti, la distanza della zona rifornitrice e la successione degli eventi paleoclimatici. Prevalgono in genere depositi grossolani costituiti essenzialmente da ghiaie e sabbie, con subordinate passate limoso-argillose, provenienti dallo smantellamento dei rilievi alpini durante le fasi fluvioglaciali rissiane. I depositi fluvioglaciali rissiani risultano inoltre interessati, su vaste aree, dalla presenza di un paleosuolo rosso-arancio ricoperto a sua volta da depositi loessici argillificati, di colore ocreo, connessi con le fasi eoliche di steppa. Tali coperture in alcuni settori della pianura considerata raggiungono anche gli 8 metri di potenza, ma nell'area in esame dovrebbero avere potenze inferiori

Nel Foglio n. 56 "Torino" della Carta Geologica d'Italia, in scala 1:100.000, tali depositi risultano contrassegnati dalla sigla fgR: fluvioglaciale Riss.

I depositi fluvioglaciali rissiani sono caratterizzati dalla presenza di abbondante materiale detritico grossolano, in virtù dell'elevata energia di trasporto dei torrenti fluvioglaciali; anche la stratificazione primaria del deposito è mal definita. I sedimenti costituenti la pianura hanno caratteristiche granulometriche-tessiturali diverse in relazione a fattori diversi fra i quali:

- provenienza dei clasti;
- distanza di percorso;
- successione di eventi paleoclimatici diversi durante il corso del Quaternario.

Per questo motivo risulta a grandi linee che la pianura è formata essenzialmente, nella parte superiore, da depositi grossolani provenienti dallo smantellamento dei bacini alpini che alternano verso il basso, in obbedienza a condizioni diverse di sedimentazione, a livelli più o meno continui di argille. Dal punto di vista cronologico, gli eventi deposizionali sono collegati a tre episodi distinti e corrispondenti, il primo al fluvio-lacustre del Villafranchiano, il secondo alle fasi glaciali e interglaciali quaternarie (Mindel-Riss), e l'ultimo alle alluvioni fluviali successive alla glaciazione wurmiana.

Nella carta geologico-strutturale e della caratterizzazione litotecnica dei terreni allegata al P.R.G. di Orbassano, redatta nel 2012, nell'area in esame è indicata la presenza di depositi loessici che ricoprono i depositi fluvioglaciali sopra menzionati per potenze superiori ai 3 m.

Come descritto dal dott. geol. M. Calafiore nella relazione di P.R.G., il loess costituisce la copertura argillificata dei depositi fluvioglaciali rissiani. La distribuzione del loess non è mai, data la natura deposizionale, omogenea, inoltre la potenza è assai variabile e può raggiungere anche diversi metri. Nella carta geologica allegata alla Variante sono state segnalate solo le aree dove essa è presumibilmente molto potente (superiore ai 3 metri). In alcune sezioni sia naturali che artificiali, è possibile valutare lo stato di pedogenesi che risulta talvolta assai avanzato: si tratta di depositi argillificati a sfaldatura prismatica, di colore giallo-arancio tendente al bruno, con concrezioni granulose di origine pedologica. Per lo più il loess risulta difficilmente riconoscibile per la presenza di suolo agrario.

Da un punto di vista litotecnico la copertura eolica varia le sue caratteristiche fisico-meccaniche in funzione della presenza dell'acqua. In linea di massima quando, come nel caso di Orbassano, si trova al di sopra della superficie freatica ed è protetto da eccessive infiltrazioni di acque superficiali grazie alla copertura erbosa, presenta buone caratteristiche di stabilità. La granulometria varia da sabbiosa ad argillosa, tale fatto costituisce un'ulteriore variabile per la definizione dei parametri geotecnici. In caso di prevalenza della frazione argillosa ed in caso di presenza di elementi che favoriscono l'infiltrazione delle acque superficiali, il loess diventa un elemento penalizzante nei confronti dell'uso urbanistico del territorio.

## **2.4 Inquadramento idrogeologico**

In generale, per quanto concerne l'aspetto idrogeologico, i depositi che costituiscono il settore di pianura della provincia di Torino possono essere distinti, sulla base delle caratteristiche granulometriche, in due grandi complessi che, procedendo dal più recente al più antico, risultano essere:

COMPLESSO I: depositi fluvioglaciali e fluviali antichi, recenti ed attuali (Pleistocene medio-Olocene), costituiti essenzialmente da sedimenti ghiaiosi;

COMPLESSO II: depositi di ambiente transizionale (Pliocene sup.-Pleistocene inf.), fluvio-lacustri nella parte mediana e superiore e lagunare-deltizio nella parte inferiore, costituiti da alternanze di sedimenti fini limoso-argillosi e di sedimenti ghiaioso-sabbiosi.

Il COMPLESSO I è costituito essenzialmente da ghiaie che tendono a diminuire di granulometria con l'allontanarsi dagli sbocchi vallivi; si ha quindi in genere la presenza di ghiaie molto grossolane, ciottolose, nei tratti pedalpini e ghiaie più fini, sovente frammiste a sedimenti sabbiosi, nei tratti più distali. Questi depositi presentano nel complesso buone caratteristiche di permeabilità e costituiscono degli ottimi acquiferi, sede di una falda idrica libera posta in stretta relazione con il reticolato idrografico principale. La potenza di questa falda è chiaramente legata sia

alla posizione altimetrica rispetto al reticolato idrografico, sia alla presenza di suoli argillosi che impediscono o diminuiscono il fenomeno di infiltrazione dell'acqua di precipitazione; i valori più consistenti si raggiungono in corrispondenza del settore assiale della pianura (alcune decine di metri) dove si sono registrati i maggiori fenomeni di subsidenza del tetto impermeabile del Complesso II

Il COMPLESSO II è costituito da alternanze di livelli impermeabili (limi e argille) e permeabili (ghiaie e sabbie) in grado di ospitare falde idriche in pressione che danno origine ad un importante acquifero multifalde. La zona di ricarica di questo sistema idrico è ubicata in corrispondenza del bordo alpino e delle cerchie moreniche. Le falde appartenenti a questo sistema, essendo distribuite entro livelli permeabili compresi tra setti argilloso-limosi e venendosi a trovare al di sotto del Complesso I, risultano sufficientemente protette dai fenomeni d'inquinamento.

Questi ultimi possono teoricamente verificarsi soltanto nella zona di ricarica, dove la superficie della falda non è protetta da livelli impermeabili, e di qui diffondersi entro le falde confinate, oppure possono aversi mediante immissione e diffusione in pozzi perdenti profondi. I setti di separazione tra le varie falde idriche, costituiti dai depositi limoso-argillosi, presentano spessori non uniformi e non hanno continuità laterale a livello regionale, apparendo in molti casi come episodi deposizionali dalle geometrie lenticolari. Questo comporta che possano sussistere, tra le varie falde di questo complesso, fenomeni di interscambio delle acque. In ogni caso si tratta nel suo insieme di un sistema idrico multifalda ben separato e distinto per caratteristiche idrodinamiche da quello monofalda di tipo libero sovrastante.

L'unità che costituisce il substrato dell'area di intervento, caratterizzata da materiali permeabili quali ghiaie e sabbie, è sede di un acquifero superficiale molto sviluppato alimentato per infiltrazione diretta delle acque meteoriche e connesso idraulicamente al reticolato idrografico superficiale, che contribuisce alla sua ricarica attraverso le perdite di subalveo. Pertanto la quotazione piezometrica della falda è soggetta ad oscillazioni a carattere stagionale, in relazione all'andamento delle piogge nonché al regime delle acque di superficie.

In base ai dati della bibliografia geoidrologica relativi all'area, la soggiacenza media è data a circa -8m dal piano di campagna. La superficie piezometrica nel sito oggetto di intervento è compresa tra le isopieze con quota di 240 e 255 m s.l.m..

L'elemento idrografico di riferimento è rappresentato dall'alveo del Torrente Sangone. Il Torrente Sangone nasce dal versante orientale del M. Rocciavré ed era, in epoca antecedente alle ultime glaciazioni, un tributario della Dora Riparia; successivamente si è creato un nuovo percorso attraverso la sella rocciosa di Trana; le variazioni indotte al percorso nella zona pianeggiante a valle di Trana hanno determinato l'attuale configurazione, portandolo ad incidere il lato sud del conoide di deiezione della Dora Riparia e a crearsi un proprio alveo sino alla confluenza nel Po a valle di Moncalieri.

### 3. ATTIVITÀ DI INDAGINE IN SITO

L'indagine ha previsto differenti tipologie di attività:

- Attività di Prescavo
- Sondaggio geognostico
  - Prove SPT
  - Prelievo di campioni rimaneggiati
- Indagine sismica (MASW)

Nei paragrafi che seguono, come specificato nell'elenco sopra riportato, verranno ampiamente descritte e dettagliate le attività svolte.

Ogni attività sarà introdotta da una descrizione delle metodiche e delle specifiche tecniche utilizzate.

#### 3.1 Attività di Prescavo

Le attività di sondaggio sono state precedute dall'esecuzione di un prescavo tramite mezzo escavatore, al fine di preservare l'eventuale presenza di sottoservizi non segnalati o non rilevabili. La profondità raggiunta è stata di circa 2m da p.c. (Figura 3 e 4).



*Figura 3 : Attività di prescavo*



*Figura 4 : Prescavo realizzato*

### 3.2 Sondaggio geognostico

#### Descrizione prova

In data 16 Giugno 2017 è stato realizzato n°1 sondaggio a carotaggio continuo con l'obiettivo di determinare le caratteristiche geologico - tecniche del terreno presente nel sottosuolo dell'area investigata.

Le attività svolte sono di seguito schematizzate:

- esecuzione sondaggio geotecnico a carotaggio continuo;
- realizzazione prove SPT dinamiche in foro;

#### Modalità Esecutive

Per la definizione dei principali parametri necessari alla caratterizzazione geologico – tecnica è stato effettuato n°1 sondaggio spinto alla profondità massima di 12 m da p.c.. Contestualmente all'esecuzione del sondaggio sono state effettuate n°5 prove SPT in foro.

Il sondaggio è stato eseguito utilizzando una sonda perforatrice idraulica.

Le caratteristiche tecniche della sonda sono riassunte nella seguente tabella (Tabella 1):

Velocità di rotazione	0 - 800 Rpm
Coppia massima	1.00 Kgm
Spinta	17000 Kg
Tiro	4000 Kg
Portata pompa	200 l/min.

*Tabella 1: caratteristiche tecniche sonda*

Per la perforazione ed il recupero dei campioni è stato utilizzato un carotiere semplice con le seguenti caratteristiche (Tabella 2):

Diametro esterno	Diametro interno	Lunghezza utile	Corona
101 mm	94 mm	150 cm	Widia

*Tabella 2: caratteristiche carotiere*

L'avanzamento del carotiere è avvenuto a "secco" senza utilizzare fluidi di perforazione.

La percentuale di recupero è risultata essere sempre stata prossima al 100%. Il materiale carotato è stato temporaneamente posizionato in cassette catalogatrici per la descrizione litostratigrafica e la realizzazione delle fotografie.

## Realizzazione Prove SPT Dinamiche

Al fine di poter caratterizzare il terreno indagato dal punto di vista geotecnico sono state eseguite 5 prove SPT alle seguenti profondità (Tabella 3):

Denominazione sondaggio	Profondità prova SPT (m. da p.c.)
S1	-2,5
S1	-5
S1	-7,5
S1	-10
S1	-12

*Tabella 3: profondità prove SPT*

La prova di penetrazione standard (SPT) consiste nel misurare il numero di colpi N necessari ad infiggere per un tratto di 45 cm una punta conica avente angolo di apertura di 60° ed un diametro di base pari a  $50,5 \pm 0,5$  mm, complessiva di raccordo e aste; per l'infissione viene utilizzata una massa battente di 63,5 Kg (140 libbre) che cade da un'altezza di 76,2 cm (30 pollici), corrispondente ad un lavoro di 0,5 KJ per colpo. Tutte le prove sono state eseguite utilizzando una punta conica.

Le norme codificate dalla A.G.I. prevedono la misurazione della resistenza ogni 15 cm fino alla infissione dell'attrezzo per 45 cm. In tali norme viene fissato un limite massimo di 50 colpi per i primi 15 cm e di 100 colpi per gli altri 30; la velocità di prova viene invece stabilita ad un ritmo di percussione compreso tra 10 e 25 colpi al minuto.

I valori delle prove SPT sono riassunti nella seguente tabella (Tabella 4).

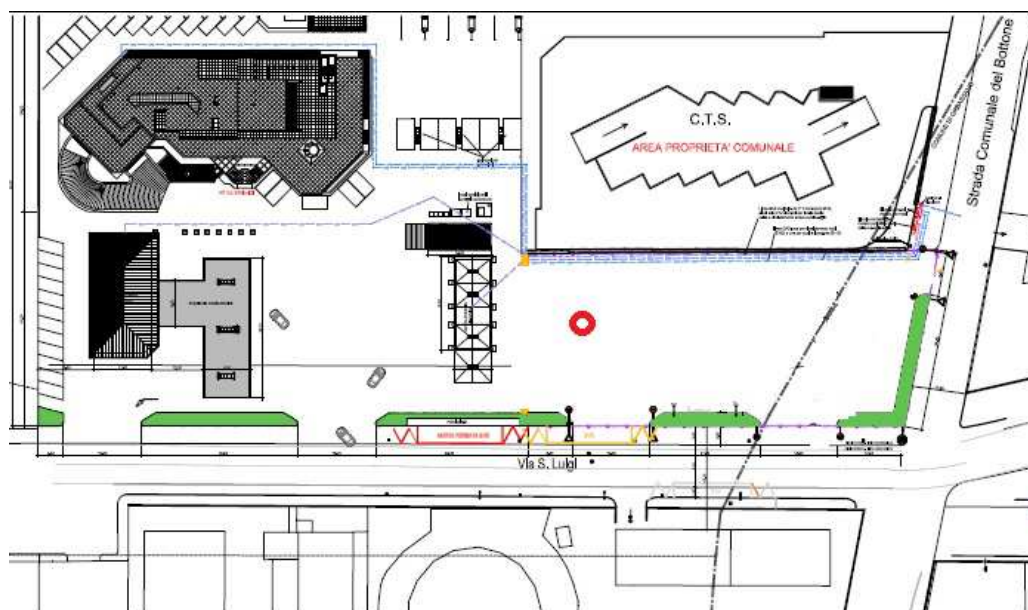
Denominazione sondaggio	Profondità prova SPT (m da p.c.) con n° di colpi (m. da p.c.)	Nspt
S1	-2,5 (5 – 9 - 15 )	24
S1	-5 (6 – 10 - 10 )	20
S1	-7,5 (5 – 3 - 4)	7
S1	-10 (12 – 10 – 5)	15
S1	-12 (R*)	--

*Tabella 4: numero di colpi prove SPT - \*R: Rifiuto*

### 3.2.1 Sondaggio S1

<b>Data esecuzione prova</b>	16 Giugno 2017
<b>Ubicazione</b>	Beinasco (TO) – Via San Luigi

#### Ubicazione punto di indagine



*Planimetria generale ubicazione punto di sondaggio*



*Foto cassette catalogatrici*

### **Stratigrafia di dettaglio:**

L'assetto stratigrafico locale, desunto dal sondaggio realizzato, può essere così schematizzato:

- da 0 a 1,50 m da p.c.: terreno riportato costituito da sabbia e ghiaia;
- da 1,50 m a 3,00 m da p.c.: sabbia mediamente limosa;
- da 3,00 m a 6,00 m: sabbia medio-grossolana, con ciotoli millimetrici;
- da 6,00 m a 9,00 m: sabbia media debolmente limosa, con ciotoli fino a centimetrici;
- da 9,00 m a 12,00 m: ghiaia media in matrice sabbiosa, con ciotoli fino a decimetrici;

Durante l'esecuzione del sondaggio non si è riscontrata la presenza della di falda.

La stratigrafia del sondaggio e la relativa documentazione fotografica sono presenti all'interno dell'Allegato 1 e 2.

L'ubicazione del punto di indagine è riportata in Tavola 1.

### 3.2.2 Campionamento terreno

In fase di realizzazione del sondaggio sono state prelevati un totale di n°4 campioni di terreno rimaneggiato, destinati ad analisi geotecniche di laboratorio. Nella tabella seguente vengono riportati i campioni prelevati, la profondità di prelievo e le prove geotecniche a cui sono stati sottoposti.

<b>ID CAMPIONE</b>	<b>PROFONDITA' DI PRELIEVO (m da p.c.)</b>	<b>PROVE GEOTECNICHE</b>
S1 (0-1,5m)	0-1,5	- GRANULOMETRIA - PESO DI VOLUME NATURALE
S1 (4-5m)	4-5	- GRANULOMETRIA - PESO DI VOLUME NATURALE
S1 (8-9m)	8-9	- GRANULOMETRIA - PESO DI VOLUME NATURALE
S1 (11-12m)	11-12	- GRANULOMETRIA - PESO DI VOLUME NATURALE

*Tabella 5: campioni di terreno prelevati*

#### **CAMPIONE S1 (0-1,5m)**

- **Analisi granulometrica:**

<b>GHIAIA</b>	<b>SABBIA</b>	<b>LIMO+ARGILLA</b>
<b>60mm &gt;D &gt;= 2mm</b>	<b>2mm&gt;D&gt;=0,06mm</b>	<b>0,06m&gt;D &lt;0,002mm</b>
<b>20.57</b>	<b>30.98</b>	<b>48.19</b>

#### **CAMPIONE S1 (4-5m)**

- **Analisi granulometrica:**

<b>GHIAIA</b>	<b>SABBIA</b>	<b>LIMO+ARGILLA</b>
<b>60mm &gt;D &gt;= 2mm</b>	<b>2mm&gt;D&gt;=0,06mm</b>	<b>0,06m&gt;D &lt;0,002mm</b>
<b>22.68</b>	<b>45.78</b>	<b>31.54</b>

#### **CAMPIONE S1 (8-9m)**

- **Analisi granulometrica:**

<b>GHIAIA</b>	<b>SABBIA</b>	<b>LIMO+ARGILLA</b>
<b>60mm &gt;D &gt;= 2mm</b>	<b>2mm&gt;D&gt;=0,06mm</b>	<b>0,06m&gt;D &lt;0,002mm</b>
<b>20.45</b>	<b>56.38</b>	<b>23.17</b>

#### **CAMPIONE S1 (11-12m)**

- **Analisi granulometrica:**

<b>GHIAIA</b>	<b>SABBIA</b>	<b>LIMO+ARGILLA</b>
<b>60mm &gt;D &gt;= 2mm</b>	<b>2mm&gt;D&gt;=0,06mm</b>	<b>0,06m&gt;D &lt;0,002mm</b>
<b>56.63</b>	<b>29.17</b>	<b>14.19</b>

*Tabella 6: analisi granulometriche*

In allegato 1 si riportano i certificati.

## 4. INDAGINE SISMICA

### 4.1 Premessa

In data 16 Giugno 2017 è stata effettuata un'indagine geofisica al fine di fornire indicazioni sul comportamento del sottosuolo nell'ipotesi di un evento sismico. L'indagine è stata condotta mediante la realizzazione di una base sismica attrezzata con geofoni a registrazione verticale. In corrispondenza della linea "L1" è stata realizzata un'indagine sismica applicando la metodologia MASW la quale consente, attraverso alcune trasformazioni, di risalire alla velocità delle onde S (onde di taglio). In Tavola 1 è riportata l'ubicazione dello stendimento sismico.

#### 4.1.1 Attrezzatura utilizzata

L'attrezzatura utilizzata in campagna è costituita da un sismografo a 24 canali, 24 geofoni a frequenza variabile e pari a 4,5 Hz, cavi con take-out distanziati di 3 metri, mazza e piastra di battuta. Il sismografo ha possibilità di stack degli impulsi sismici, filtraggio digitale programmabile (per la riduzione dei rumori) e guadagno verticale del segnale (in ampiezza) con sensibilità tra 1 e 100 decibel. La registrazione dei dati in digitale, con formato in uscita pari a 24 bit, viene effettuata su PC sul quale vengono successivamente elaborati i dati. L'indagine MASW realizzata lungo lo stendimento L1 ha previsto un punto di energizzazione (andata) posizionato a 2,0 metri dal primo geofono.

#### 4.1.2 Acquisizione delle onde sismiche

L'acquisizione della velocità delle onde di taglio ( $V_s$ ) avviene per mezzo di indagine sismica a rifrazione con metodo MASW, mediante energizzazione del sottosuolo e registrazione degli arrivi delle onde rifrante in corrispondenza di *geofoni verticali*. Questi sono stati disposti secondo un allineamento con interasse tra i geofoni di 2,0 metri, in questo modo la base sismica ha avuto una lunghezza pari a 48,0 m.

#### 4.1.3 Modalità interpretativa esecutiva

L'elaborazione dei dati sismici con metodo MASW è stata effettuata per mezzo del software SWAN che, mediante la trasformata di Fourier, è in grado di fornire indicazioni sulla suddivisione delle unità litologiche del sottosuolo mediante l'individuazione delle onde  $V_s$ .

E' necessario sottolineare che l'interpretazione delle indagini geofisiche viene fatta nell'ipotesi che gli strati del sottosuolo siano omogenei, orizzontali e con superfici di separazione piano parallele.

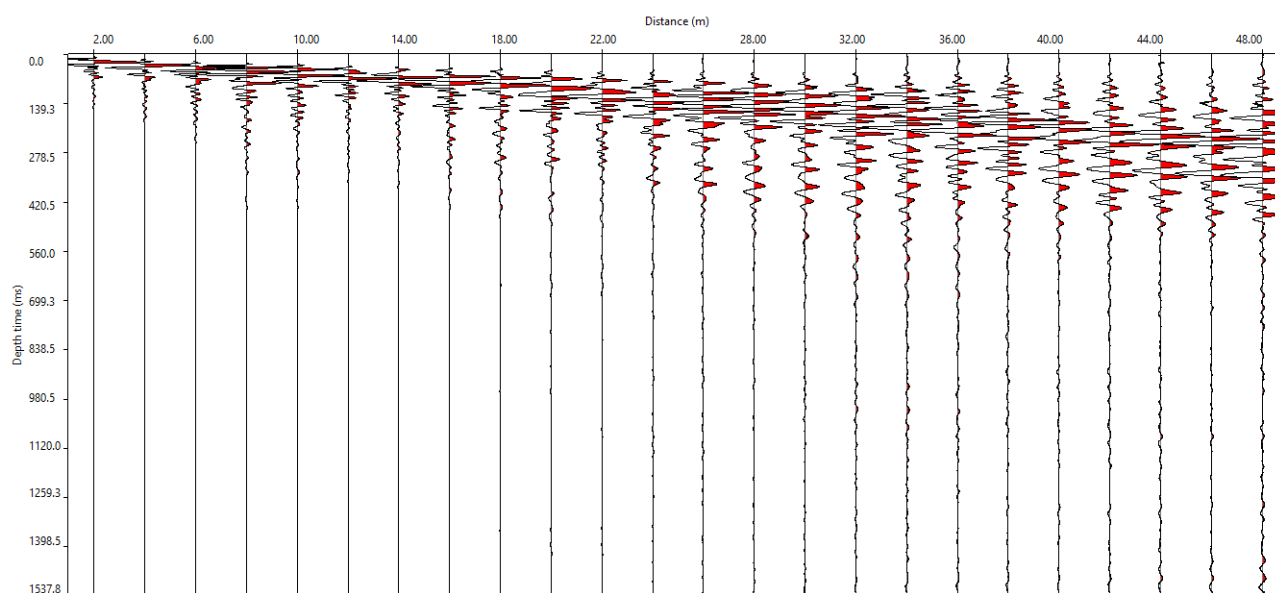
Nell'area indagata le condizioni sopra riportate sono rispettate quasi del tutto.

Si rammenta infine come, in ogni caso, la valutazione delle velocità e degli spessori dei singoli strati viene effettuata con un margine di incertezza, insita proprio nei metodi geofisici, che si aggira attorno al 10-15 %.

#### 4.1.4 Rappresentazione dei dati sismici con metodo MASW

Al fine di fornire i valori delle  $V_s$ , necessarie per la caratterizzazione sismica del sito, è stata realizzata una stesa sismica denominata L1 (Tav.2), di lunghezza pari a 48,0 m con distanza intergeofonica pari a 2,0 metri. L'energizzazione è stata effettuata ad uno degli estremi dello stendimento ad una distanza di 2,0 m dal primo geofono, mediante una mazza di 10 kg.

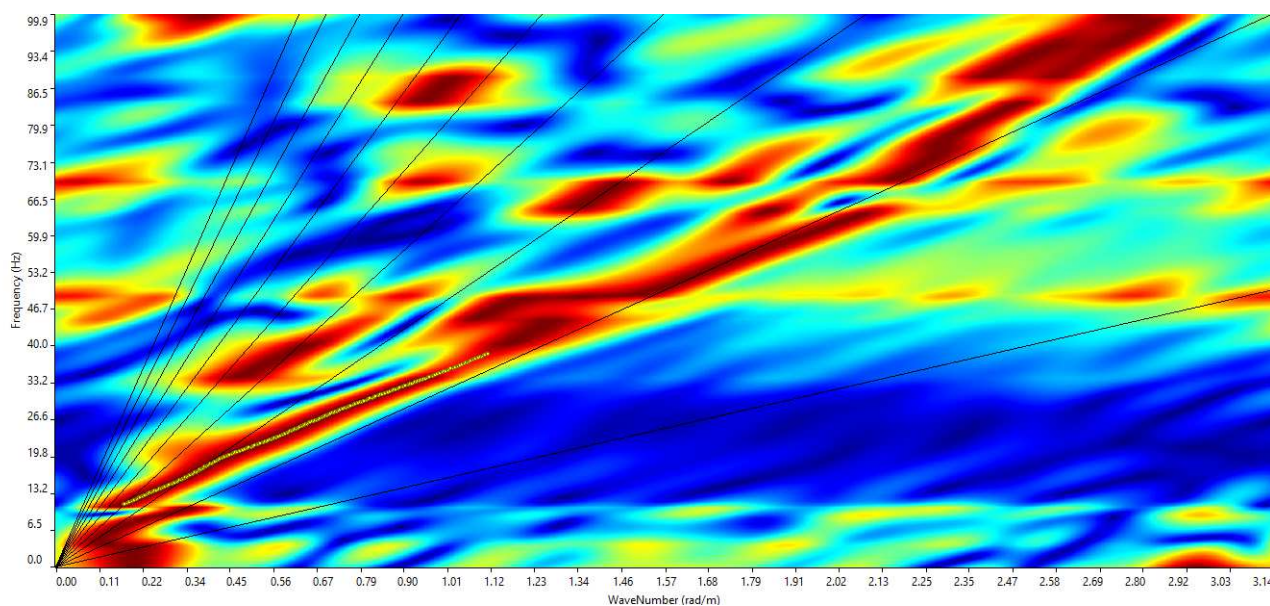
Di seguito si riporta il sismogramma frutto della somma di ciascuna acquisizione, filtrato di eventuali disturbi di fondo:



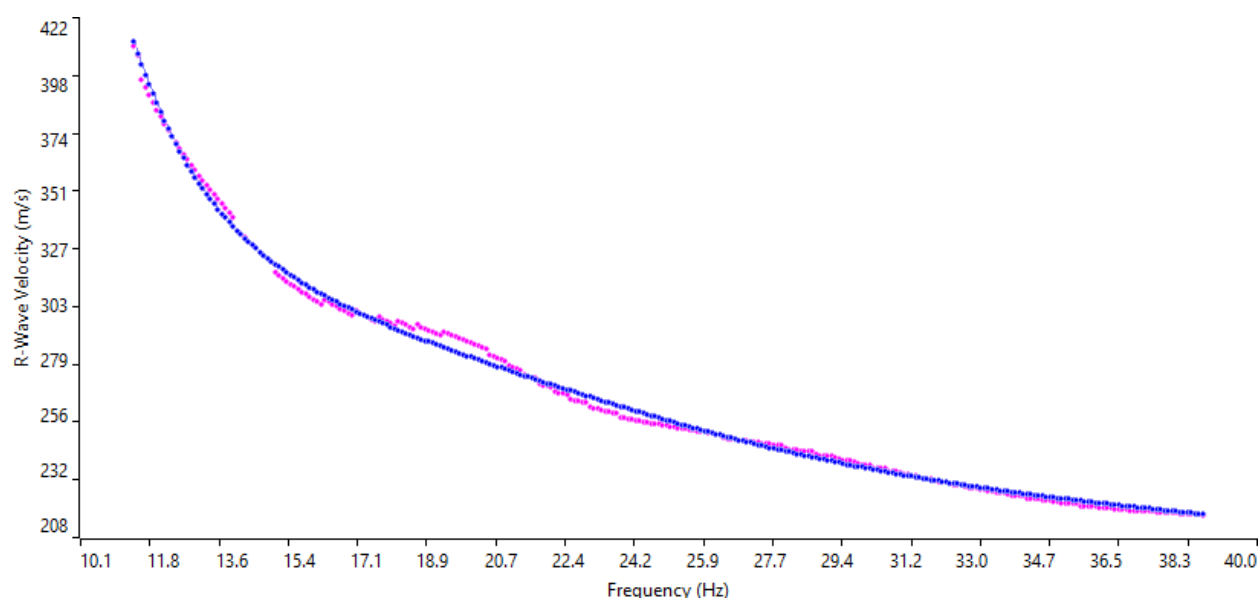
*Figura 5 :Sismogramma della base sismica L1*

#### 4.1.5 Interpretazione dei dati

L'elaborazione dei sismogrammi ha consentito di estrapolare la trasformata di Fourier, di seguito riportata; e da questa si risale alla curva di dispersione che, confrontata mediante sovrapposizione con quella teorica consente di ottenere sia gli spessori dei vari strati che le rispettive velocità.



*Figura 6 : Trasformata di Fourier della base sismica L1*



*Figura 7 : Curva di dispersione della base sismica L1( in magenta la curva di dispersione ottenuta, in blu quella calcolata)*

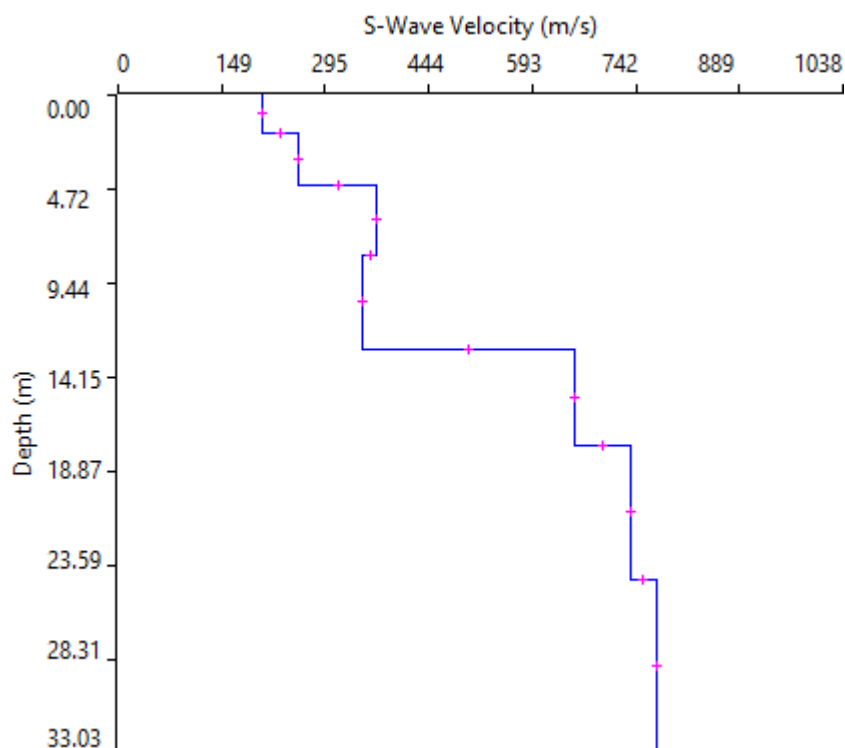
#### 4.1.6 Ricostruzione del sottosuolo mediante le onde S

Dalla sovrapposizione della curva di dispersione si è ottenuta la ricostruzione del sottosuolo in orizzonti aventi differenti spessori e valori di velocità come di seguito indicato.

Spessore (m)	Profondità (m da p.c.)	V <sub>s</sub> (m/sec)
1,9	0,0-1,9	<b>205</b>
2,6	1,9-4,5	<b>258</b>
3,5	4,5-8	<b>371</b>
4,7	8-12,7	<b>349</b>
4,8	12,7-17,5	<b>654</b>
6,7	17,5-24,2	<b>734</b>
5,8	24,2-30	<b>770</b>

*Tabella 7: Valori di velocità*

Di seguito viene riportato il relativo diagramma delle velocità delle onde S in funzione della profondità:



*Figura 8 : Diagramma di velocità*

#### 4.1.7 Norme Tecniche

Con l'introduzione dell'O.P.C.M. n. 3274 del 20 Marzo 2003 e succ. modif. sono stati rivisti i criteri per l'individuazione delle zone sismiche. Inoltre, sono state definite le nuove norme tecniche per la progettazione di nuovi edifici, di nuovi ponti, per le opere di fondazione, per le strutture di sostegno, ecc.

La suddetta nuova norma sulle costruzioni (D.M. LL.PP. 14/01/2008) fornisce le classificazioni sismiche individuate sulla base del documento "Proposta di riclassificazione sismica del territorio nazionale". In particolare, l'intero territorio nazionale è stato suddiviso in quattro livelli: da 1, più pericoloso, a 4 meno sensibile.

Il territorio comunale di **Beinasco ricade in zona sismica 4** ai sensi dell'O.P.C.M. n. 3274 del 20 Marzo 2003 e come tale è rimasto con l'entrata in vigore approvare le procedure attuative della nuova classificazione sismica secondo quanto stabilito

dalla D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010 approvata con Deliberazione della Giunta Regionale 12 dicembre 2011, n. 4-3084.

I suoli di fondazione sono suddivisi in cinque classi (A, B, C, D, E) più due speciali (S1 e S2), in base alle loro caratteristiche stratigrafiche ed alla velocità media delle onde sismiche di taglio (trasversali) entro 30 metri di profondità, ovvero alle  $V_{s30}$ :

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{V_i}}$$

$$i = 1, N$$

$h_i$  = Spessore in metri dello strato i-esimo

$V_i$  = Velocità dell'onda di taglio i-esima

$N$  = Numero di strati

Il terreno indagato con la metodologia MASW presenta **a partire da piano campagna** un valore di  $V_{s30}$  pari a **453 m/s**.

Secondo lo schema presente nelle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008), i terreni indagati risultano appartenere, cautelativamente, alla categoria di sottosuolo di **tipo B** ovvero "Rocce e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s".

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<b>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s30}</math> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &gt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</b>
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Figura 9 : Categorie di sottosuolo (tratta da Tab. 3.2.II delle NTC 2008)

#### 4.1.8 Stima della pericolosità sismica locale

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, che è descritta dalla probabilità che, in un fissato lasso di tempo (periodo di riferimento  $V_R$  espresso in anni), in detto sito, si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato; la probabilità è denominata "Probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento" ( $P_{VR}$ ). La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 delle Norme Tecniche Costruzione), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento  $V_R$ , come definito nel § 2.4.

In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

I caratteri del moto sismico su sito di riferimento rigido orizzontale sono descritti dalla distribuzione sul territorio nazionale delle grandezze fondamentali sulla base delle quali sono compiutamente definite le forme spettrali per la probabilità di superamento ( $P_{VR}$ ) nel periodo di riferimento in relazione ai vari stati limite previsti dalla norma.

Pertanto, per la determinazione della pericolosità sismica occorre definire, in primo luogo, il valore di  $a_g$  (accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido); tutti i parametri che concorrono a definire tale grandezza sono riassunti schematicamente in forma tabellare nelle pagine seguenti.

Coordinate geografiche del sito ED50	
Latitudine	45,029616
Longitudine	7,584158

Una volta individuate le coordinate si determina la maglia di riferimento in base alle tabelle dei parametri spettrali fornite dal Ministero dei Lavori Pubblici nella norma e, sulla base della maglia interessata, si ricavano i valori di riferimento del punto come media pesata dei valori nei vertici della maglia moltiplicati per le distanze dal punto. Nel nostro caso i 4 vertici (siti di riferimento) hanno le seguenti coordinate e relative distanze dal punto di intervento:

Sito	Numero identificativo	Latitudine	Longitudine	Distanza dal sito di interesse (m)
1	ID: 13791	45,0379	7,5482	2967,613
2	ID: 13792	45,0413	7,6187	3010,189
3	ID: 14014	44,9914	7,6236	5258,864
4	ID: 14013	44,9880	7,5532	5229,477

Nella seguente tabella sono invece contenute tutte le informazioni fondamentali proprie delle strutture che si intende realizzare (in blu) e del sito (in rosso):

<b>Tipo di costruzione</b>	<b>2</b>
<b>Vita nominale (<math>V_N</math>)</b>	<b>50 anni</b>
<b>Classe d'uso</b>	<b>II</b>
<b>Coefficiente d'uso (<math>C_U</math>)</b>	<b>1,0</b>
<b>Categoria di sottosuolo</b>	<b>B</b>
<b>Categoria topografica</b>	<b>T1</b>

Le azioni sismiche di ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale ( $V_N$ ) per il coefficiente d'uso ( $C_U$ ):

Tipo di costruzione	Classe d'uso	Coefficiente d'uso ( $C_U$ )	$V_N$	$V_R$
2	II	1,0	50 anni	50anni

A partire dai parametri di input sopra riportati, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  e del periodo di ritorno  $T_R$ , sono calcolati, per i diversi stati limite richiesti dalla norma, i valori  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  e gli ulteriori parametri necessari per la caratterizzazione sismica locale:

				Valori interpolati			Valori ricavati da $a_g$ , $F_0$ , e $T_C^*$						
		$P_{VR}$	$T_R$	$a_g$	$F_0$	$T_C^*$	$S_s$	$C_c$	$S_t$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$F_v$
		[adm]	[anni]	[g]	[adm]	[s]	[adm]	[adm]	[adm]	[s]	[s]	[s]	[adm]
SLE	SLO	81%	30	0,027	2,53	0,187	1,20	1,54	1,0	0,10	0,29	1,71	0,56
	SLD	63%	50	0,033	2,56	0,206	1,20	1,51	1,0	0,10	0,31	1,73	0,63
SLU	SLV	10%	475	0,067	2,71	0,271	1,20	1,43	1,0	0,13	0,39	1,87	0,95
	SLC	5%	975	0,082	2,73	0,283	1,20	1,42	1,0	0,13	0,40	1,93	1,05

Tabella 8: parametri e coefficienti sismici del sito

Essendo:

$P_{VR}$  = probabilità di superamento nel periodo di riferimento in riferimento ai vari stati limite;

$T_R$  = periodo di ritorno;

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito (valore nominale);

$F_0$  = 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,

**SLE** = stati limite di esercizio:

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

**SLU=** stati limite ultimi:

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

**Ss** = coefficiente di amplificazione stratigrafica

**Cc** = coefficiente di categoria di sottosuolo

**St** = coefficiente di amplificazione topografica

**Tb** = tratto ad accelerazione costante

**Tc** = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro

**Td** = periodo inizio tratto a spostamento costante

**F** = fattore di amplificazione spettrale.

I tre valori ottenuti di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  definiscono le varie forme spettrali, Per calcolare il valore di  $A_{max}$  (accelerazione massima) occorre moltiplicare il valore di  $a_g$  per i coefficienti di amplificazione sismica ( $S$ ) secondo la seguente relazione:

$$A_{max} = a_g \text{ (m/s}^2\text{)} * S$$

Poiché l'accelerazione massima deve essere fornita in  $\text{m/s}^2$ , dai valori nominali di  $a_g$  trovati in precedenza si determina il valore di accelerazione massima attesa al sito moltiplicando prima i valori di  $a_g$  per  $9,81 \text{ m/s}^2$  e successivamente, per ottenere il valore finale di  $A_{max}$  relativo ad ogni stato limite, occorre moltiplicare  $a_g \text{ (m/s}^2\text{)}$  per i coefficienti di amplificazione sismica  $S$ , essendo  $S = S_s \times S_t$  (in questo caso  $S = 1,2$ ; poiché  $S_s = 1,2$  e  $S_t = 1,0$ ).

		$a_g$ (accelerazione orizzontale massima)	$a_g$ ( $\text{m/s}^2$ )	Coefficiente di amplificazione sismica	<b>A max</b> (accelerazione massima)
		<b><math>a_g</math></b>	<b>X 9,81</b>	<b>S</b>	
		<b>[g]</b>	<b><math>\text{m/s}^2</math></b>		<b><math>\text{m/s}^2</math></b>
<b>SLE</b>	<b>SLO</b>	0,027	0,265	1,2	<b>0,32</b>
	<b>SLD</b>	0,033	0,324	1,2	<b>0,39</b>
<b>SLU</b>	<b>SLV</b>	0,067	0,657	1,2	<b>0,79</b>
	<b>SLC</b>	0,082	0,804	1,2	<b>0,96</b>

*Tabella 9: determinazione dell'accelerazione massima per i diversi stati limite*

I coefficienti  $K_h$  (coefficiente sismico orizzontale) e  $K_v$  (coefficiente sismico verticale) hanno i seguenti valori:

		$K_h$		$K_v$
<b>SLE</b>	<b>SLO</b>	0,006		0,003
	<b>SLD</b>	0,008		0,004
<b>SLU</b>	<b>SLV</b>	0,016		0,008
	<b>SLC</b>	0,020		0,010

*Tabella 10: Coefficienti sismici*

## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 5.1 Caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e definizioni dei valori caratteristici "FK" dei parametri geotecnici

Le indagini svolte e descritte nei capitoli precedenti sono state realizzate lungo la verticale significativa rispetto al progetto previsto.

In generale le prove hanno evidenziato una situazione caratterizzata dalla presenza di terreno di riporto da p.c. fino alla profondità di circa 1,50 m da p.c.. Dai 1,50 m fino a 12,00 m circa risulta essere presente prevalentemente sabbia medio-grossolana limosa, che tende a degradare in ghiaia a partire da 9,00 m fino a fondo foro.

Le Norme Tecniche sulle Costruzioni contenute nel D.M. 14/01/2008 prescrivono che il valore caratteristico "fk" di ogni parametro geotecnico rappresenti numericamente la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove.

Tuttavia, nel caso in esame, vista l'omogeneità dei risultati delle prove eseguite, si ritengono applicabili le istruzioni contenute nella circolare n. 617 del 02 febbraio 2009 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che consentono di attribuire un valore operativo o di progetto basato sul giudizio del Geotecnico. In particolare, nel caso di condizioni di sito omogenee ed elevati volumi di terreno coinvolti (fondazioni superficiali) che consentono una possibile compensazione di eventuali eterogeneità, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quali valori caratteristici. Ciò premesso, l'interpretazione dei risultati dal sondaggio effettuato, ottenuti mediante la correlazione del n° di colpi misurato con opportuni grafici e tabelle, ha consentito di attribuire i valori caratteristici ai parametri necessari per i successivi calcoli geotecnici, riassunti nella tabella riportata di seguito. In particolare con Nspt è indicato il numero medio di colpi nell'intervallo considerato per avanzamenti unitari di 30 cm, Cu è la coesione non drenata, Ed è il modulo edometrico mentre  $\gamma$  è il peso di volume del terreno.

Livello	da m	a m	Litologia	Nspt	$\phi^\circ$	Cu (kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma$ nat (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma$ sat (g/cm <sup>3</sup> )
1	0.0	1.5	Terreno di Riporto	--	30-33	0.10	--	1.85	1.95
2	1.5	3.0	Sabbie Limose	24	32	0.10	--	1.90	2.00
3	3.0	6.0	Sabbia medio-grossolana	20	-	0.10	--	1.90	2.00
4	6.0	9.0	Sabbia deb. Limosa	7	33°	0.10	-	1.90	2.00
5	9.0	12.0	Ghiaie sabbiose	12	33°	0.43	-	1.95	2.10

## 5.2 Verifica agli stati limite ultimi "SLU" al collasso per carico limite dei terreni di fondazione (D.M. 14/01/2008) – Condizioni statiche

Gli Stati Limite Ultimi "SLU" determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni riguardano il collasso per carico limite nei terreni di fondazione e per scorrimento sul piano di posa.

L'azione di progetto è la componente della risultante delle forze in direzione normale al piano di posa. La resistenza di progetto è il valore della forza normale al piano di posa cui corrisponde il raggiungimento del carico limite nei terreni di fondazione. Nello Stato Limite di Collasso "SLC" per scorrimento l'azione di progetto è data dalla componente della risultante delle forze in direzione parallela al piano di scorrimento della fondazione, mentre la resistenza di progetto è il valore della forza parallela allo stesso piano cui corrisponde lo scorrimento della fondazione.

Pertanto, le fondazioni superficiali devono essere verificate con riferimento a meccanismi di rottura per carico limite, scorrimento sul piano di posa e stabilità globale.

La verifica allo stato limite di collasso per scorrimento sul piano di posa necessita della conoscenza preventiva dei carichi sfavorevoli permanenti e variabili: pertanto tale verifica non può essere compiuta.

Per quanto riguarda l'analisi al carico limite, nelle verifiche SLU nei confronti degli Stati Limite Ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si adottano due diversi approcci progettuali:

<i>APPROCCIO 1 (DA1)</i>		<i>APPROCCIO 2 (DA2)</i>
⇓	⇓	⇓
<i>Combinazione 1</i>	<i>Combinazione 2</i>	<i>Combinazione 1 o Unica</i>
<b>(A1+M1+R1)</b>	<b>(A2+M2+R2)</b>	<b>(A1+M1+R3)</b>
<b>(STR)</b>	<b>(GEO)</b>	<b>(STR + GEO)</b>

Le diverse combinazioni sono formate da gruppi di coefficienti parziali  $\gamma$ :

- A = Azioni  $\gamma_F$
- M = resistenza dei materiali (terreno)  $\gamma_M$
- R = resistenza globale del sistema  $\gamma_R$

Quindi, nell'approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni A, per la resistenza dei materiali M ed eventualmente per la resistenza globale del sistema R.

Per entrambe le combinazioni si impiegano i coefficienti parziali  $\gamma$  riportati nelle tabelle di seguito riportate, contenute nelle NTC di cui al D.M. 14/01/2008, che seguono.

Diversamente, nell'approccio 2 si impiega un'unica combinazione sia per il dimensionamento strutturale STR che per quello geotecnico GEO, impiegando i medesimi coefficienti ma con diversa associazione.

CARICHI	EFFETTO	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	SIFONAMENTO (HYD)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,3
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

*Coefficienti parziali per la azioni o per l'effetto delle azioni*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

*Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

*Coefficienti parziali per le verifiche agli strati limite*

In sintesi questo nuovo approccio non prevede l'applicazione di un fattore di sicurezza unico (come previsto dal D.M. 11/03/1988 pari a 3 nel caso di fondazioni superficiali) applicato al valore di portanza ottenuto attraverso i tradizionali codici di calcolo, ma consiste nell'utilizzo di coefficienti di sicurezza parziali applicati ai vari fattori che determinano il risultato dell'equazione

$$R_d \geq E_d(2)$$

che verifica la sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo SLU, ove  $R_d$  è la resistenza di progetto mentre  $E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

Nel caso in esame, per le medesime tipologie di fondazioni analizzate col metodo delle Tensioni Ammissibili, non può essere verificata l'equazione 2, poiché non sono disponibili i valori di  $E_d$  (carichi permanenti e accidentali sfavorevoli), ed è pertanto possibile determinare esclusivamente il valore della resistenza di progetto del terreno  $R_d$ .

### **5.3 Calcolo dei valori di resistenza di progetto del terreno**

Il calcolo della resistenza di progetto del terreno viene eseguito utilizzando i valori dei parametri caratteristici riportati in tabella, utilizzando l'espressione generale, di seguito riportata.

La capacità portante del terreno è stata ricavata inserendo il modello stratigrafico del terreno in un apposito codice di calcolo che utilizza la seguente espressione generale:

$$Q_{ult} = c' * N_c * D_c * S_c * I_c * G_c * B_c + \gamma' * N_q * D_q * S_q * I_q * G_q * B_q + 0.5 * \gamma' * B * N_y * D_y * S_y I_y * G_y * B_y$$

dove:

$Q_{ult}$  = Pressione ultima a rottura

$B, D$  = Larghezza (lato minore o diametro per fondazioni circolari) e profondità di incastro

$c', c_u$  = Coesione drenata, non drenata

$\gamma, \gamma'$  = Densità totale, sommersa

$N_c, N_q, N_y$  = Fattori di Capacità Portante (funzione di  $\gamma$ )

$s_c, s_q, s_y, s_c', s_q', s_y'$  = Fattore di forma (drenato/non drenato)

$d_c, d_q, d_y, d_c', d_q', d_y'$  = Fattore di profondità (drenato/non drenato)

$i_c, i_q, i_y, i_c', i_q', i_y'$  = Fattore di inclinazione del carico (drenato/non drenato)

$g_c, g_q, g_y, g_c', g_q', g_y'$  = Fattore di inclinazione del terreno - fondazione su pendio (drenato/non drenato)

$b_c, b_q, b_y, b_c', b_q', b_y'$  = Fattore inclinazione del piano di fondazione - base inclinata (drenato/non drenato).

La scelta delle condizioni di calcolo a lungo e/o breve termine è condotta inserendo i parametri geotecnici dei terreni attraversati ( $c, \dots$ etc...). Ogni relazione di portanza di cui sopra utilizza fattori di capacità portante e fattori di correzione (fattori di forma, di profondità ...) nella formulazione matematica sviluppata dal relativo autore. Sulla base di tali premesse, in funzione delle caratteristiche di progetto e delle informazioni fornite dallo Strutturista, sono stati applicati i fattori di Meyerhof per fondazioni superficiali. Di seguito si riportano i valori capacità portante ammissibile calcolati secondo la metodologia proposta da Terzaghi (già depurati del fattore di sicurezza 3), per una fondazione superficiale incastrata di 2.80 m all'interno del terreno di appoggio. Cautelativamente si può quindi considerare, per la fondazione proposta a plinti quadrati, una capacità portante ammissibile di 126.78 KPa (pari a circa 1.29 kg/cm<sup>2</sup>).

Il calcolo della resistenza di progetto del terreno viene eseguito utilizzando i valori dei parametri caratteristici riportati in tabella 1, utilizzando l'espressione generale 1, già riportata in precedenza.

Di seguito si riportano i risultati cui sono pervenuti i calcoli, considerando la tipologia fondazionale a plinti quadrati di lato pari a 1.0 m e piano posa a 2.80 m.

	Approccio 1 Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR)	Approccio 1 Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)*
Fondaz. a plinti quadrati di lato 1.0 m  Piano posa 2.8 m	263.85 KN/m <sup>2</sup>	126.78 KN/m <sup>2</sup>	127.87 KN/m <sup>2</sup>	126.78 KN/m <sup>2</sup>

*determinazione dei valori di  $R_d$  in funzione di tre diverse tipologie fondazionali e per le differenti combinazioni e approcci previsti dalle NTC del D.M. 14/01/2008*

\* Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale STR il coefficiente  $\gamma_r$  non deve essere portato in conto, ossia  $R_3=R_1=1$

I risultati riportati nella tabella sono riferiti esclusivamente al valore di  $R_d$  (o capacità portante).

La verifica agli Stati Limite Ultimi prevede il calcolo del valore di progetto dell'azione  $E_d$ , nel caso specifico demandato al Progettista Strutturista, in quanto non sono disponibili al momento i valori di carico permanente e accidentale sfavorevoli cui applicare i coefficienti parziali  $\gamma$ , colonne A1 e/o A2 (tab. 6.2.I). In seguito il soddisfacimento dell'equazione 2 dovrà essere verificato mediante l'applicazione ai valori  $R_d$  sopra determinati i coefficienti parziali  $\gamma_r$ , colonne R1, R2 e R3.

Ne consegue che se:

$$R_d/\gamma_r \geq E_d \Rightarrow \text{verifica soddisfatta}$$

mentre se:

$$R_d/\gamma_r < E_d \Rightarrow \text{verifica non soddisfatta}$$

#### 5.4 Verifica agli stati limite di esercizio "SLE" (D.M. /14/01/2008) – Condizioni Statiche

Le opere e le varie tipologie strutturali devono garantire la sicurezza anche nei confronti degli stati limite di esercizio SLE, intesi come la capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio.

Deve quindi essere verificata l'equazione:

$$Ed \leq Cd \quad (3)$$

Dove:

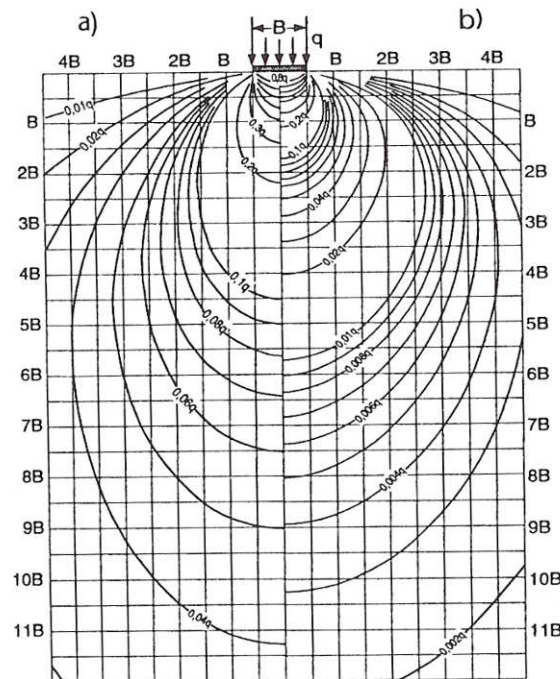
Ed: valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione (cedimento)

Cd: valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possono compromettere la funzionalità di una struttura)

Il superamento uno SLE ha carattere reversibile nel caso in cui si esamini una situazione in cui la deformazione o il danno cessino con l'estinguersi della causa che ha determinato il superamento dello stato limite. Se, pur non avendosi il collasso (determinato dal superamento dello Stato Limite Ultimo), l'opera subisce lesioni tali da renderla inutilizzabile, in quest'ultimo caso si è in presenza di danni irreversibili o di deformazioni permanenti inaccettabili.

Ad esempio, nel caso di una fondazione superficiale, ciò può verificarsi quando i cedimenti del terreno superano una soglia critica, provocando delle distorsioni angolari non accettabili negli elementi della sovrastruttura. Nel caso di fondazioni superficiali, in letteratura viene considerato ammissibile un cedimento massimo non superiore a 5 cm. L'applicazione di un carico ad un terreno naturale comporta lo sviluppo di un cedimento, che consiste nello spostamento verticale del terreno di appoggio della fondazione, funzione principalmente delle proprietà degli strati compressibili e dell'intensità e distribuzione della pressione verticale su questi strati. L'esperienza ha dimostrato che la pressione verticale può essere calcolata con sufficiente cura, assumendo che il terreno sotto la costruzione sia perfettamente elastico ed omogeneo.

Basandosi su queste ipotesi e applicando il metodo di Boussinesq è stato possibile ricostruire la distribuzione degli sforzi applicati al terreno dalle fondazioni in progetto alle diverse profondità, consentendo una stima dei cedimenti totali previsti ottenuta per sommatoria dei cedimenti valutati per porzioni omogenee di terreno di spessore sufficientemente piccolo.



*Curve di uguale pressione verticale sotto una fondazione: a) nastriforme – b) quadrata*

Per il calcolo dei cedimenti è stata applicata la seguente equazione:

$$w = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i \cdot \Delta \sigma_{zi}}{E_i}$$

dove:

n: numero degli strati di terreno;  $\Delta H_i$ : altezza dello strato i-esimo;  $E_i$ : modulo elastico dello strato i-esimo;  
 $\Delta \sigma_{zi}$ : incremento medio della pressione verticale indotto dall'area di carico nello strato i-esimo

Ai sensi del D.M. 14/01/2008, nella verifica agli SLE, i valori delle proprietà meccaniche dei terreni da adoperare nelle analisi sono quelli caratteristici  $f_k$  che quindi corrispondono a quelli di progetto. Il valore di  $\Delta \sigma_{zi}$  deve essere calcolato partendo dal valore dell'azione A, senza che ad esso vengano applicati i coefficienti parziali  $\gamma_A$ .

Nel caso specifico, non essendo disponibili i valori di A (ossia i valori di carico permanente e accidentale sfavorevoli), la verifica agli SLE è stata eseguita utilizzando i valori di portanza già determinati con il metodo alle tensioni ammissibili. Il calcolo è esteso fino alla profondità Z per la quale è soddisfatta la seguente equazione:

$$\Delta \sigma_z < \alpha \cdot \Delta \sigma'_{v0}$$

dove:

$\alpha$  = coefficiente variabile fra 0.10 e 0.20

$\Delta \sigma'_{v0}$  = pressione geostatica verticale efficace

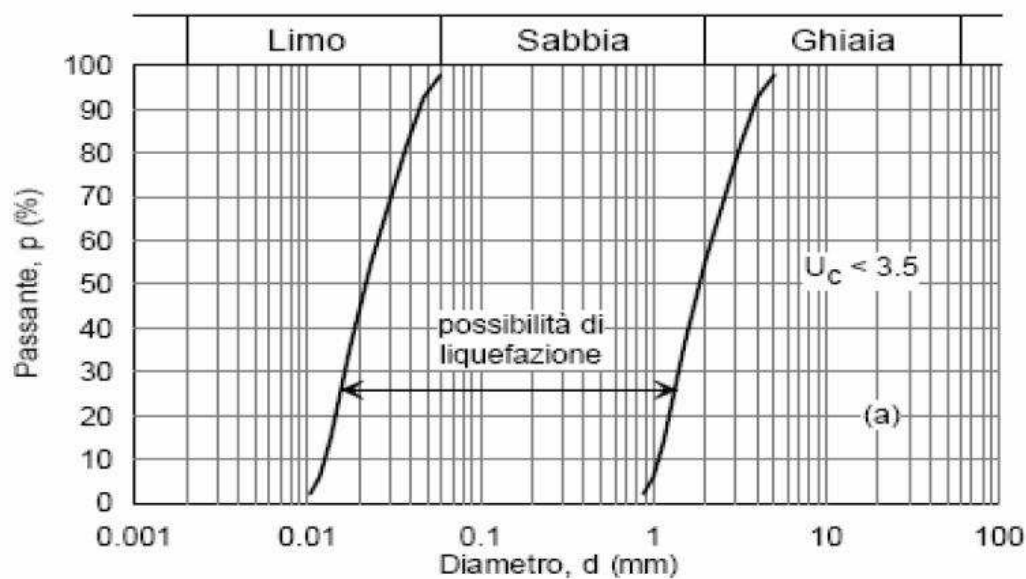
I cedimenti per carichi fino a 126 kN/m<sup>2</sup> possono essere ritenuti trascurabili.

## **5.5 Suscettibilità alla liquefazione**

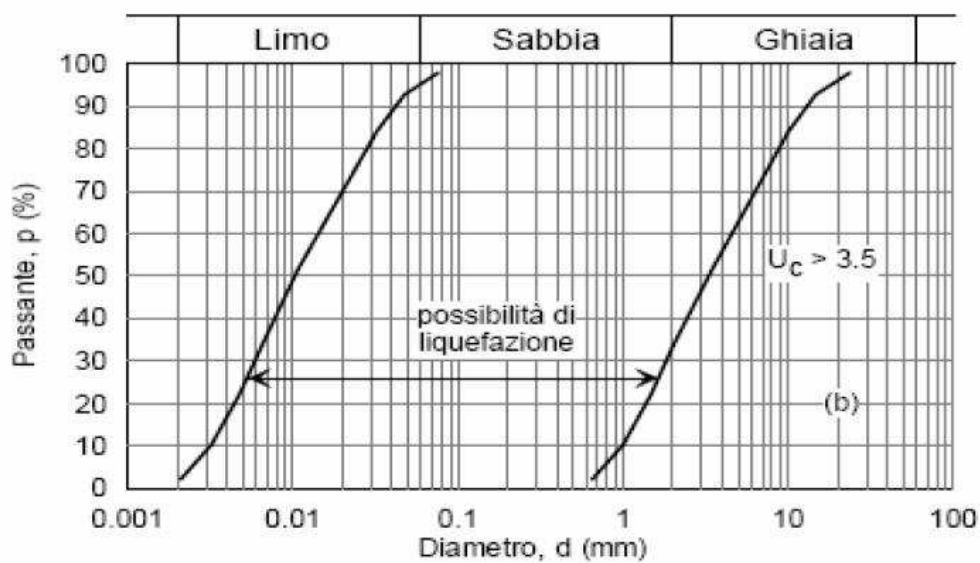
La liquefazione secondo la definizione riportata nell'Eurocodice EU8, è la resistenza al taglio e/o di rigidezza causata durante il moto sismico dall'aumento delle pressioni interstiziali in terreni saturi non coesivi, tale da provocare deformazioni permanenti significative o persino da indurre nel terreno una condizione di sforzi efficaci quasi nulla.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di  $0,1g$ ;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata\*  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $qc_{1N} > 180$  dove  $(N_1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 KPa
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella zona (a) della figura sottostante nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e nella zona (b) della figura sottostante nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .



*Cedimenti attesi in funzione della tipologia della fondazione*



*Cedimenti attesi in funzione della tipologia della fondazione*

Nel caso in oggetto, essendo verificata la prima circostanza, viene tralasciata la verifica.

## 6. CONCLUSIONI

Su incarico di RETE S.p.a., la scrivente ha realizzato in data 16/06/2017 un'indagine geologico-tecnica al fine di determinare le caratteristiche sito specifiche del sottosuolo. Le attività sono state eseguite in merito al progetto di ampliamento del punto vendita carburanti, di proprietà Rete S.p.a., ubicato in parte nel Comune di Beinasco (TO) lungo Via San Luigi n°3 e in una piccola parte nel Comune di Orbassano (TO).

L'area oggetto di indagine è ubicata in un contesto territoriale urbanizzato a carattere principalmente commerciale e industriale.

Le indagini geotecniche condotte consentono di esprimere le seguenti considerazioni conclusive:

- I valori caratteristici "fk" dei parametri geotecnici dei litotipi presenti nell'area investigata sono i seguenti:

Livello	da m	a m	Litologia	Nspt	$\phi^\circ$	Cu (kg/cm <sup>2</sup> )	Ed (kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma$ nat (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma$ sat (g/cm <sup>3</sup> )
1	0.0	1.5	Terreno di Riporto	--	30-33	0.10	--	1.85	1.95
2	1.5	3.0	Sabbie Limose	24	32	0.10	--	1.90	2.00
3	3.0	6.0	Sabbia medio-grossolana	20	-	0.10	--	1.90	2.00
4	6.0	9.0	Sabbia deb. Limosa	7	33°	0.10	-	1.90	2.00
5	9.0	12.0	Ghiaie sabbiose	12	33°	0.43	-	1.95	2.10

- In generale le prove hanno evidenziato una situazione caratterizzata dalla presenza di terreno di riporto da p.c. fino alla profondità di circa 1,50 m da p.c.. Dai 1,50 m fino a 12,00 m circa risulta essere presente prevalentemente sabbia medio-grossolana limosa, che tende a degradare in ghiaia a partire da 9,00 m fino a fondo foro.
- Sulla base di tali premesse, in funzione delle caratteristiche di progetto e delle informazioni fornite dallo Strutturista, sono stati applicati i fattori di Meyerhof per fondazioni superficiali. Di seguito si riportano i valori capacità portante ammissibile calcolati secondo la metodologia proposta da Terzaghi (già depurati del fattore di sicurezza 3), per una fondazione superficiale incastrata di 2.80 m all'interno del terreno di appoggio. Cautelativamente si può quindi considerare, per la fondazione proposta a plinti quadrati, una capacità portante ammissibile di 126.78 KPa (pari a circa 1.29 kg/cm<sup>2</sup>).

- La verifica degli Stati Limiti Ultimi in condizioni statiche ha portato alla determinazione dei parametri di Rd:

	Approccio 1 Combinazione 1 A1+M1+R1 (STR)	Approccio 1 Combinazione 2 A2+M2+R2 (GEO)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (GEO)	Approccio 2 Combinazione 1 A1+M1+R3 (STR)*
Fondaz. a plinti quadrati di lato 1.0 m  Piano posa 2.8 m	263.85 KN/m <sup>2</sup>	126.78 KN/m <sup>2</sup>	127.87 KN/m <sup>2</sup>	126.78 KN/m <sup>2</sup>

La verifica agli Stati Limite Ultimi prevede il calcolo del valore di progetto dell'azione Ed, nel caso specifico demandato al Progettista Strutturista, in quanto non sono disponibili al momento i valori di carico permanente e accidentale sfavorevoli cui applicare i coefficienti parziali  $\gamma$ , colonne A1 e/o A2;

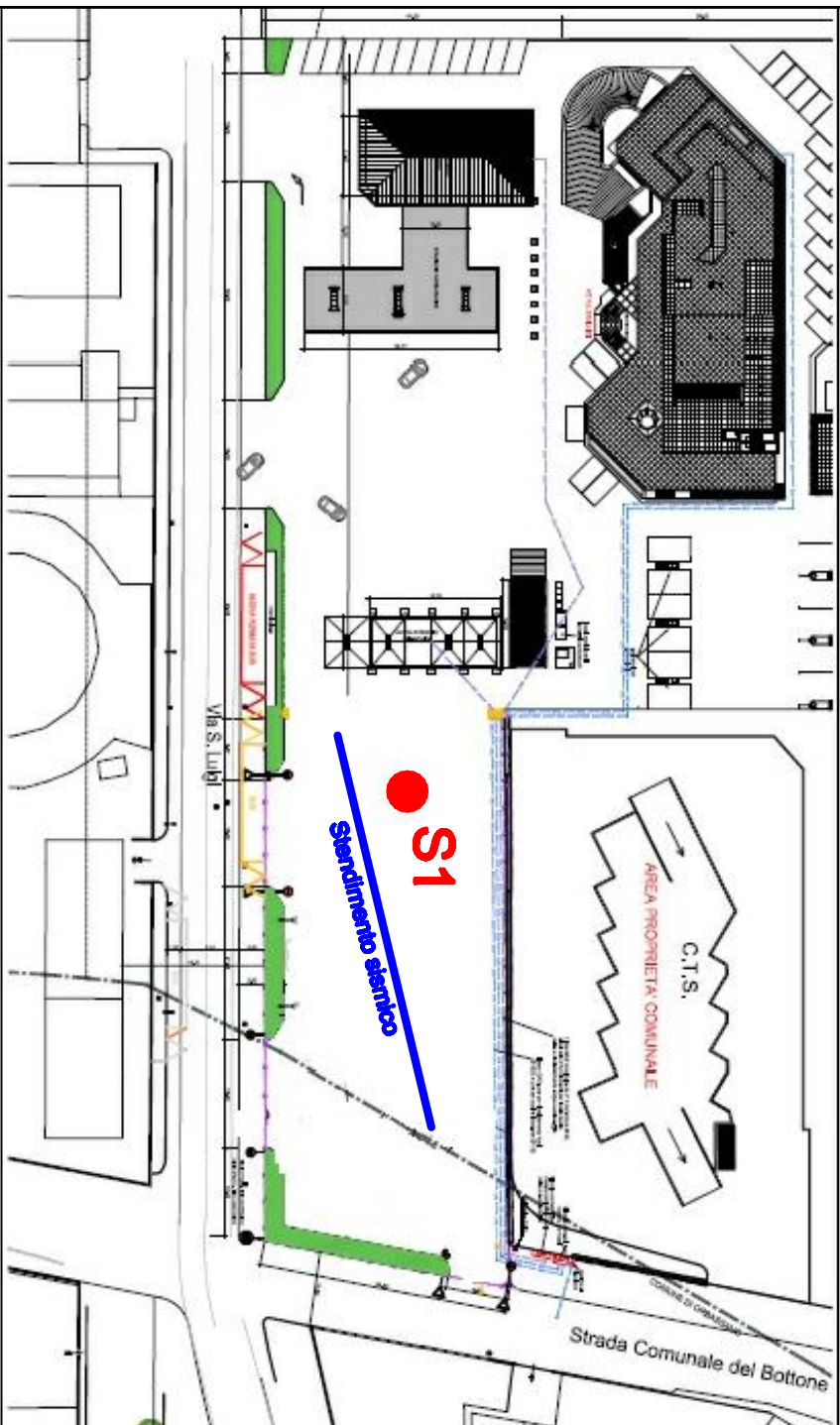
- I cedimenti per carichi fino a 126 KN/m<sup>2</sup> possono essere ritenuti trascurabili;
- La verifica a liquefazione è stata omessa;
- Evitare qualsiasi tipo di rimaneggiamento e deterioramento del terreno di fondazione prima e durante la messa in opera di fondazioni;
- Drenare e possibilmente impermeabilizzare le pareti interrato a contatto con il terreno, in quanto pur non essendo stata riscontrata la presenza della falda, in periodi particolarmente piovosi di potrebbero verificarsi occasionali infiltrazioni di umidità;
- Le operazioni di sbancamento dovranno essere di breve durata, al fine di limitare le infiltrazioni efficaci nel sottosuolo; sarà opportuno realizzare canalette provvisorie, da disporsi perimetralmente all'area di intervento, allo scopo di evitare il ristagno dell'acqua alla quota del piano posa fondazioni;
- Durante le operazioni di scavo/sbancamento, si ritiene utile informare il Geologo in modo che possa eseguire accertamenti con lo scopo di verificare le caratteristiche litostratigrafiche, geomeccaniche e idrogeologiche dell'immediato sottosuolo e ricavare ulteriori elementi conoscitivi.

In conclusione, le indagini condotte non hanno rilevato la presenza di elementi di incompatibilità fra le opere previste e l'assetto geologico e idrogeologico delle aree di futuro intervento.

## TAVOLE

---

1- PLANIMETRIA GENERALE – UBICAZIONE SONDAGGIO



#### LEGENDA

- S1 Sondaggio
- Sondaggio sismico

ESEGUITO DA

B&A Consulting S.r.l.



COMITENTE



COMMESSA

1 TAVOLA

SCALA  
a vista

TITOLO

Pianimetria generale - Ubicazione Sondaggio e  
sondaggio sismico

COLLOCAZIONE GEOGRAFICA  
PV Belfasco (TO) - Via San Luigi

PROGETTISTI

Dott. Gianluca Lellari

VERIFICATO DA

Dott. Stefano Maruzzi

APPROVATO DA

Dott. Geol. Marco Panzani

REVISIONI

REV.	NOTA	DATA	PRIMA

## ALLEGATI

---


# ALLEGATO 1


---

STRATIGRAFIA SONDAGGIO

	Profondità (m da p.c.)	Spessore strati - m	Litologia Grafica	Litologia	Profondità falsi - m	S.P.T. n°COLPI	Campioni	
--	---------------------------	------------------------	----------------------	-----------	-------------------------	-------------------	----------	--


0,0								
1,0				Terreno riportato, costituito da sabbia e ghiaia			S1 (0-1,5m)	
1,50		1,50						
2,0				Sabbia limosa		5,3;15 (2,5m)		
3,0		1,50						
4,0				Sabbia medio grossolana con presenza di ciotoli millimetrici		6;10;10 (3m)	S1 (4-5m)	
5,0								
6,0		3,00						
7,0				Sabbia media, debolmente limosa con presenza di ciotoli fino a centimetrici		5,3;4 (7,5m)		
8,0							S1 (8-9m)	
9,0		3,00						
10,0				Ghiaia medio-fine, in matrice sabbiosa, con presenza di ciotoli fino a decimetrici		12;10;5 (10m)		

METODO DI PERFORAZIONE				ESEGUITO DA: B&A - Consultancy S.r.l.			
Tipologia di perforazione		Carotaggio continuo		CLIENTE: Rete S.p.a.			
Diametro di perforazione		101 mm					
Metodo di stabilizzazione del foro		Rivestimento metallico					
Sondaggio : S1			Pag. 1 di 2		INDIRIZZO DEL SITO: Beinasco (TO) - Via San Luigi		
Revisioni						DISEGNATO: Dr. Paolo Perego	
REV.		DATA		VERIFICATO Dr. Stefano Monguzzi			APPROVATO Dr. Geol. Marco Panizzari
REV.		DATA					
REV.		DATA					

	Profondità (m da p.a.)	Spessore strat. m	Litologia Grafica	Litologia	Profondità falsia - m	S.P.T. n°COLP	Campioni	
	10,0							
	11,0							
	12,0	3,00		Ghiaia medio-fine, in matrice sabbiosa, con presenza di ciottoli fino a decimetrici				
	13,0							
	14,0							
	15,0							
	16,0							
	17,0							
	18,0							
	19,0							
	20,0							

R\* (12m)

S1  
(11-12m)  


METODO DI PERFORAZIONE				ESEGUITO DA:		
Tipologia di perforazione		Carotaggio continuo		B&A - Consultancy S.r.l.		
Diametro di perforazione		101 mm		CLIENTE:		
Metodo di stabilizzazione del foro		Rivestimento metallico		Rete S.p.a.		
Sondaggio : S1			Pag. 2 di 2		INDIRIZZO DEL SITO: Beinasco (TO) - Via San Luigi	
Revisioni				DISEGNATO:		
REV.	00	DATA		Dr. Paolo Perago		
REV.		DATA		VERIFICATO		
REV.		DATA		Dr. Stefano Monguzzi		APPROVATO Dr. Geol. Marco Panizzari

## **ALLEGATO 2**

---

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



***Foto 1: Prescavo***



***Foto 2: Postazione sondaggio***



***Foto 3: Postazione sondaggio***



***Foto 4: Cassetta catalogatrice***



***Foto 5: Esecuzione indagine sismica MASW***



***Foto 6: Esecuzione indagine sismica MASW***