

## **RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA**

*Realizzazione di nuove unità abitative relative al PECLI SUE 4-05  
comparto B – Comune di Orbassano (via della Bassa)*

Committente:

**Canavesio Vittoria**

Via della bassa 50

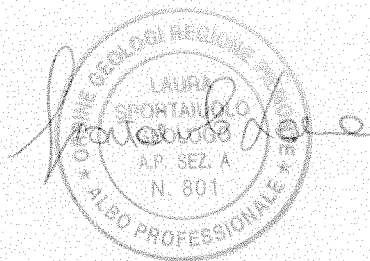
Orbassano

Tecnico:

**Dott. Geol. Laura Sportaiuolo**

Ordine Regionale dei Geologi del Piemonte.

Iscrizione Albo Professionale – Sez. A (n. 801)



**Rivalta di Torino – 3 novembre 2014**

## Sommario

1. PREMESSA .....	2
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE .....	3
A. UBICAZIONE DEL SITO .....	3
B. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO .....	5
C. ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO E IDROGRAFICO .....	6
3. ELEMENTI DI PERICOLOSITA' ESISTENTI .....	8
4. RELAZIONE GEOTECNICA .....	10
A. INDAGINI GEOGNOSTICHE .....	10
B. MODELLO GEOLOGICO E PRESCRIZIONI AL PIANO DI POSA .....	11
C. VALORI NOMINALI DEI PARAMETRI GEOTECNICI .....	12
D. VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI .....	15
5. RELAZIONE SISMICA .....	16
A. RIFERIMENTI NORMATIVI E INQUADRAMENTO SISMICO .....	16
B. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SISMICI .....	16
C. VALUTAZIONE AGLI STATI LIMITE .....	18
D. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DEL TERRENO AGLI SLU .....	23
E. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI .....	29
F. RACCOMANDAZIONI ESECUTIVE .....	32
CONCLUSIONI .....	33
ALLEGATO: RELAZIONE TECNICA MASW .....	34

### PREMESSA

*Il presente studio è costituito da una Relazione Geologica, Sismica e Geotecnica in merito al PECLI SUE 4-05 comparto B, rappresentante il 17% dell'intero PECLI a cui si associa una superficie fondiaria di circa 5400 mq corrispondenti a 4 lotti con 1-2 piani fuori terra nel comune di Orbassano in nuovo complesso residenziale adiacente Via Genova – Via della Bassa.*

*La relazione è stata redatte ai sensi della vigente normativa per la progettazione civile rappresentata dal D.M. 14/1/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (NTC 2008) e s.m.i ed alle relative istruzioni applicative emanate dal Consiglio Superiore dei LL. PP. nella Circolare n. 617 del 2/2/2009 (G.U. n. 47 del 26/2/2009). Nella stesura del presente studio si è fatto riferimento per i dati geotecnici ai risultati di indagini geognostiche realizzate nell'intorno significativo dell'area in esame.*

*La modellazione sismica del sito è stata eseguita facendo riferimento alle metodologie di caratterizzazione sito-specifiche previste dalle NTC2008; per la determinazione della categoria sismica del sottosuolo del sito è stata realizzata una prova sismica MASW di cui in allegato viene riportata la relazione tecnica.*

## 1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

### A. UBICAZIONE SITO

La Figura 1(a-b) individua l'area di progetto, ubicata nel territorio comunale di Orbassano (TO) in Via della Bassa /Via Genova. L'area è ubicata in corrispondenza al concentrico in area ad evidente connotazione agricola sita a circa 500 m a nord della Strada Provinciale Orbassano-Torino denominata circonvallazione esterna. La zona è identificabile alle **coordinate UTM-WGS84: Zona 32 T**

**385051.238 m E ;4984006.473 m N**

(sistema di cattura coordinate plugin Qgis)



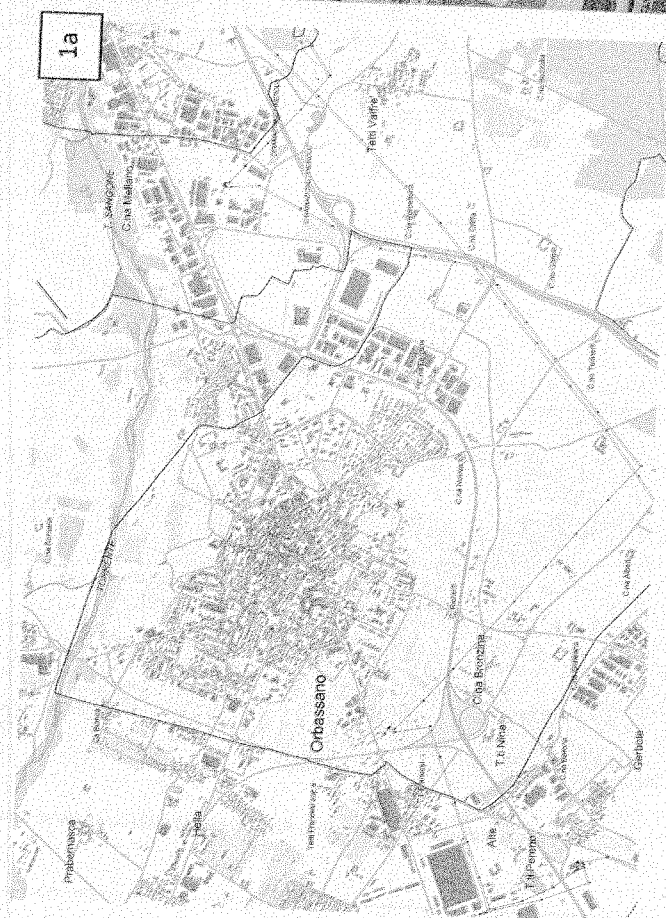


Figura 1a: Ubicazione area in analisi (Servizio cartografico Regione Piemonte... Cartografia BDTR E a colori)

**Figura 1b: Ubicazione area in analisi (immagine satellitare da Google)**

## B. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO




La cartografia geologica dell'area in analisi è descritta dal Foglio n. 155 "Torino Est" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000. La zona oggetto d'intervento è litologicamente riferibile alle formazioni fluvio-glaciali di epoca rissiana appartenenti al sintema di Bennale – Subsintema di Cascine Vica e localmente di Truc Monsagnasco. Tali depositi fluvio-glaciali sono caratterizzati da sabbie ghiaiose eterometriche in matrice sabbioso-siltosa di origine pleistocenica.

L'impostazione geolitologica è afferibile all'azione della Dora Riparia e del T. Sangone a cui si aggiunge l'azione glaciale che nella sua azione pulsante di erosione e deposizione ha contribuito alla formazione di livelli fini siltoso-argillosi (depositi di fondo glaciale). L'attività agricola svolta nell'area oggetto d'intervento tende ad obliterare parzialmente l'originaria morfologia del paesaggio locale. In linea generale il sito è ubicato in un settore pianeggiante debolmente immergente verso sud in posizione stratigrafica terrazzata sottostanti i depositi prettamente glaciali del Sintema di Crescentino ubicate a Nord dell'area e in raccordo col le alluvioni del T. Sangone che scorre con andamento circa E-W. Il quadro morfologico locale è interpretabile come risultato dei processi di rimodellamento ed erosione operati dal reticolato idrografico nei confronti dell'unità fluvio-glaciale di età pleistocenica.



Figura 2: Ubicazione area in analisi su foglio 155 della carta geologica scala 1:50.000

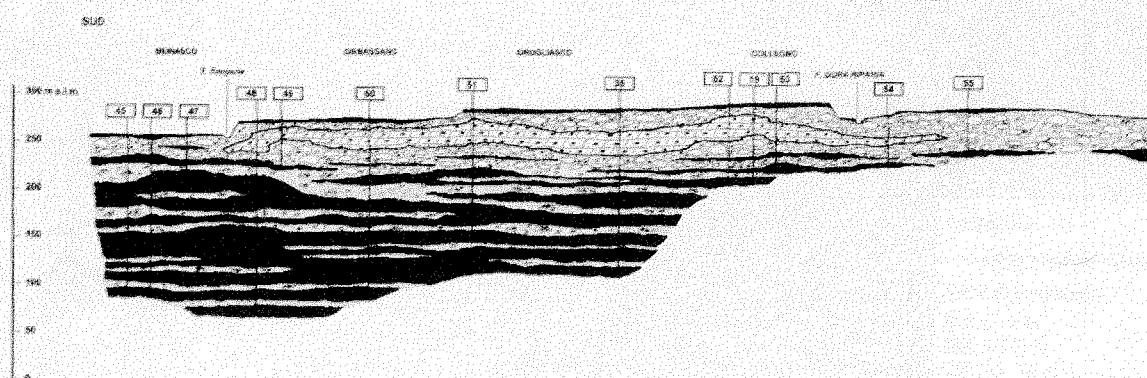
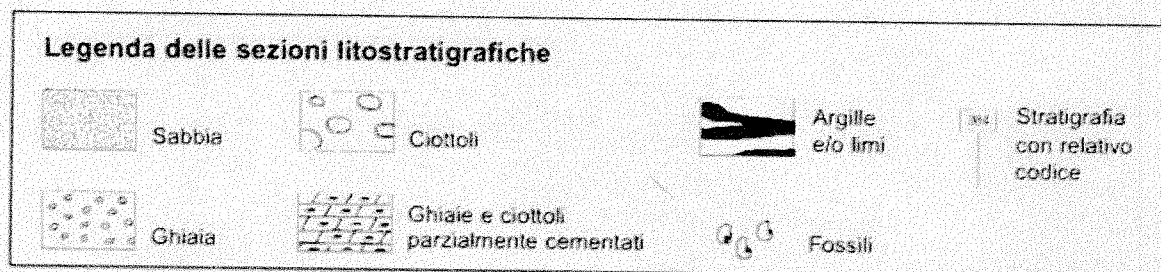
### Legenda di riferimento:

- Subsistema di Cascine Vica**  
 BEN<sub>2</sub>  
 Sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose eterometriche con clasti subarrotondati immersi in una matrice sabbioso-siltosa; i clasti sono costituiti da gneiss, micascisti, quarziti, prasiniti, anfiboliti, eclogiti e gabbri (depositi fluvio-glaciali) (BEN<sub>2b</sub>). Depositi glaciali indifferenziati (BEN<sub>2c1</sub>). *Diamicton* con clasti da subarrotondati a subangolosi, sfaccettati e striati, e blocchi di dimensioni superiori a 2 m immersi in una matrice silteoso-sabbiosa addensata (depositi glaciali di fondo) (BEN<sub>2c4</sub>). *Diamicton* con clasti angolosi e subangolosi e blocchi eterometrici (depositi glaciali di ablazione) (BEN<sub>2c5</sub>). Depositi lacustri (BEN<sub>2c6</sub>). I depositi sono complessivamente da mediamente a molto alterati (5YR-10R). *Parte superiore del PLEISTOCENE MEDIO*
- Subsistema di Truc Monsagnasco**  
 BEN<sub>1</sub>  
 Ghiaie a supporto di matrice, localmente cementate, con clasti subarrotondati immersi in sabbie silteose (depositi fluvio-glaciali) (BEN<sub>1b</sub>). Depositi glaciali indifferenziati (BEN<sub>1c1</sub>). *Diamicton* con clasti eterometrici da subarrotondati a subangolosi, sfaccettati e striati, e blocchi di dimensioni superiori a 2 m, immersi in una matrice silteoso-sabbiosa addensata (depositi glaciali di fondo) (BEN<sub>1c4</sub>). *Diamicton* con clasti angolosi e subangolosi e blocchi eterometrici (depositi glaciali di ablazione) (BEN<sub>1c5</sub>). Silt argillosi e silt sabbiosi stratificati (depositi lacustri) (BEN<sub>1c6</sub>). I depositi sono complessivamente da mediamente a molto alterati (5-2,5YR). *Parte inferiore del PLEISTOCENE MEDIO*
- Subsistema di Crescentino**  
 CSN<sub>2</sub>  
 Depositi costituiti da *diamicton* con clasti subangolosi immersi in una matrice silteoso-sabbiosa poco alterata (2,5Y-10YR) (depositi glaciali di ablazione) (CSN<sub>2c5</sub>). Depositi costituiti da ghiaie con abbondante matrice sabbiosa e da sabbie silteose con intercalazioni ghiaiose, poco alterati (2,5Y-10YR) e localmente coperti da coltri di sabbie a stratificazione incrociata; nei pressi di Borgaro T.s.o. sono presenti lenti ricche in sostanza organica e tronchi fluitati; costituiscono terrazzi sospesi di 10-15 m sugli attuali fondovalle. Depositi privi di stratificazione costituiti da silt e silt sabbiosi con intercalazioni ghiaiose, debolmente alterati (7,5-10YR), localizzati lungo i fondovalle dei corsi d'acqua tribuari. Depositi ghiaioso-ciottolosi a supporto di clasti con matrice sabbioso-siltosa e frequente presenza di blocchi, costituenti i conoidi di fondovalle (depositi fluvio-torrentizi) (CSN<sub>2b</sub>). Sabbie sitose stratificate e deformate con intercalazioni ghiaiose (depositi lacustri) (CSN<sub>2c6</sub>). *PLEISTOCENE SUP. - OLOCENE*

### C. ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO E IDROGRAFICO

Per una prima analisi indicativa della situazione stratigrafica presente nel sottosuolo dell'area in esame si può fare riferimento alle ricostruzioni litostratigrafiche derivate dallo studio "Le acque sotterranee della pianura di Torino", Provincia di Torino, Università degli Studi di Torino -Dipartimento di Scienze della Terra, 2002" pubblicati dall'Assessorato Risorse Idriche della Provincia di Torino e dalle sezioni litostratigrafiche allegate al suddetto ottenute effettuando correlazioni laterali fra le stratigrafie dei pozzi idrici esistenti nel territorio di pianura della Provincia di Torino. Di seguito viene riportato un estratto della Sezione 6-6', la cui traccia, orientata all'incirca N-S, attraversa la zona in analisi. Come si può osservare sullo stralcio della Sezione 6-6', al di sopra di uno strato plurimetrico superficiale di materiale argilloso-limoso, che rappresenta il cosiddetto "paleosuolo" di età pleistocenica, sono presenti sedimenti di natura ghiaioso - sabbioso - ciottolosi presumibilmente riconducibili alla formazione del "Fluviale Riss" e "Fluviale e Fluvio-glaciale Riss". Tali sedimenti si presentano stratigraficamente continui fino ad almeno 20-30 m di profondità dal p.c. Si evidenzia inoltre la presenza di una importante lente di materiale ghiaioso parzialmente cementificato interposto tra livelli ciottolosi.





[http://www.provincia.torino.gov.it/ambiente/file-storage/download/ris\\_idriche/pdf/sez\\_6.pdf](http://www.provincia.torino.gov.it/ambiente/file-storage/download/ris_idriche/pdf/sez_6.pdf)

Da un punto di vista idrogeologico, il territorio di Orbassano si eleva ad una quota media di circa 270 m. s.l.m. con punte massime di 280 m s.l.m. nel settore occidentale e settentrionale in corrispondenza del confine con il comune di Rivalta Torinese e nella zona industriale/ospedale San Luigi.

L'idrografia principale è definita dal T. Sangone che defluisce da W verso E nel settore a nord del concentrico con andamento meandriforme particolarmente spiccato in corrispondenza al confine con il territorio di Beinasco. Per quanto riguarda l'idrografia secondaria, si rileva essenzialmente una rete di canali a carattere irriguo a indicare la denotazione agricola di alcuni settori del territorio comunale quale la zona in analisi.

I dati piezometrici desumibili dallo studio "Le acque sotterranee della pianura di Torino", Provincia di Torino, Università degli Studi di Torino - Dipartimento di Scienze della Terra, 2002 evidenziano una soggiacenza attestabile tra **5-10 metri** al limite con il passaggio a zone di soggiacenza con valori compresi tra 10 – 20 m. L'andamento delle linee isopiezometriche in associazione alla quota dell'area in analisi attestano un valore di circa 12 m dal piano campagna (Figura 4).



Figura 4: Andamento delle linee isopiezometriche e corrispondenza caratterizzazione del sito per profondità di soggiacenza.

### 3. ELEMENTI DI PERICOLOSITÀ ESISTENTI

La carta di Sintesi della pericolosità geologica e dell'idoneità all'utilizzazione urbanistica elaborato specifico del PRGC del Comune di Orbassano indica per la zona in analisi una Classe di pericolosità I relativamente a *"porzioni di territorio dove le condizioni di pericolosità geomorfologica sono tali da non porre limitazioni alle scelte urbanistiche"*

Il Piano Regolatore è consultabile on-line al sito raggiungibile direttamente dalla pagina web del comune di Orbassano:

[http://webgis.map-hosting.it/cms\\_orbassano](http://webgis.map-hosting.it/cms_orbassano)

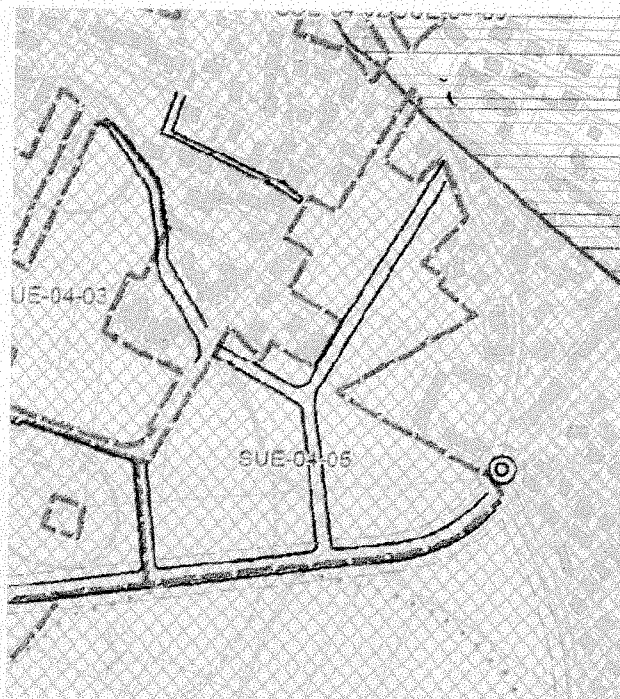


Figura 5: Stralcio dalla carta di Sintesi. In quadrettato la zona ricadente in Classe I.

Gli elaborati del Piano stralcio per l'Assetto Idrogeologico (PAI) non evidenziano particolari condizioni di criticità per l'area in esame sia in ambito di attività di versante che per problematiche a carattere idrogeologico o idraulico; l'area risulta quindi esente da pericoli di alluvionamento da parte del Torrente Sangone.

L'analisi dei dati storici relativi ai dissesti verificatisi in prossimità del sito in esame non ha evidenziato particolari situazioni di criticità registrate a seguito di eventi alluvionali.

Il sito in esame non risulta soggetto a "vincolo idrogeologico" ai sensi del R.D. 30/12/1923, n.3267 e L.R. 9/8/1985, n.45, né risultano sul sito altri vincoli di carattere geologico.

I terreni investigati evidenziano un paleosuolo di colore rosso bruno particolarmente ricco in componente argillosa entro cui si rinvencono diversi trovanti di grandi dimensioni. Tali caratteristiche sono in accordo con quanto indicato dalla Carta Geologica d'Italia e dalle indicazioni desumibili dalla Carta geolitologia reperibile nel servizio WebGIS Arpa attestante: "Alluvioni gluvio-glaciali ghiaiose e ciottolose talora con grossi trovanti alterati in terreni argillosi (ferretto)".



#### 4. RELAZIONE GEOTECNICA

##### A. *INDAGINI GEOGNOSTICHE*

Al fine di caratterizzare il sito da un punto di vista geotecnico si è reso necessario la realizzazione di n. 1 indagine sismica. Tali, associati alla prova di geognostiche reperiti da studi pregressi, hanno permesso la definizione del modello geologico.

La cartografia di seguito riportata evidenzia l'ubicazione delle indagini geognostiche utilizzate nel presente studio.

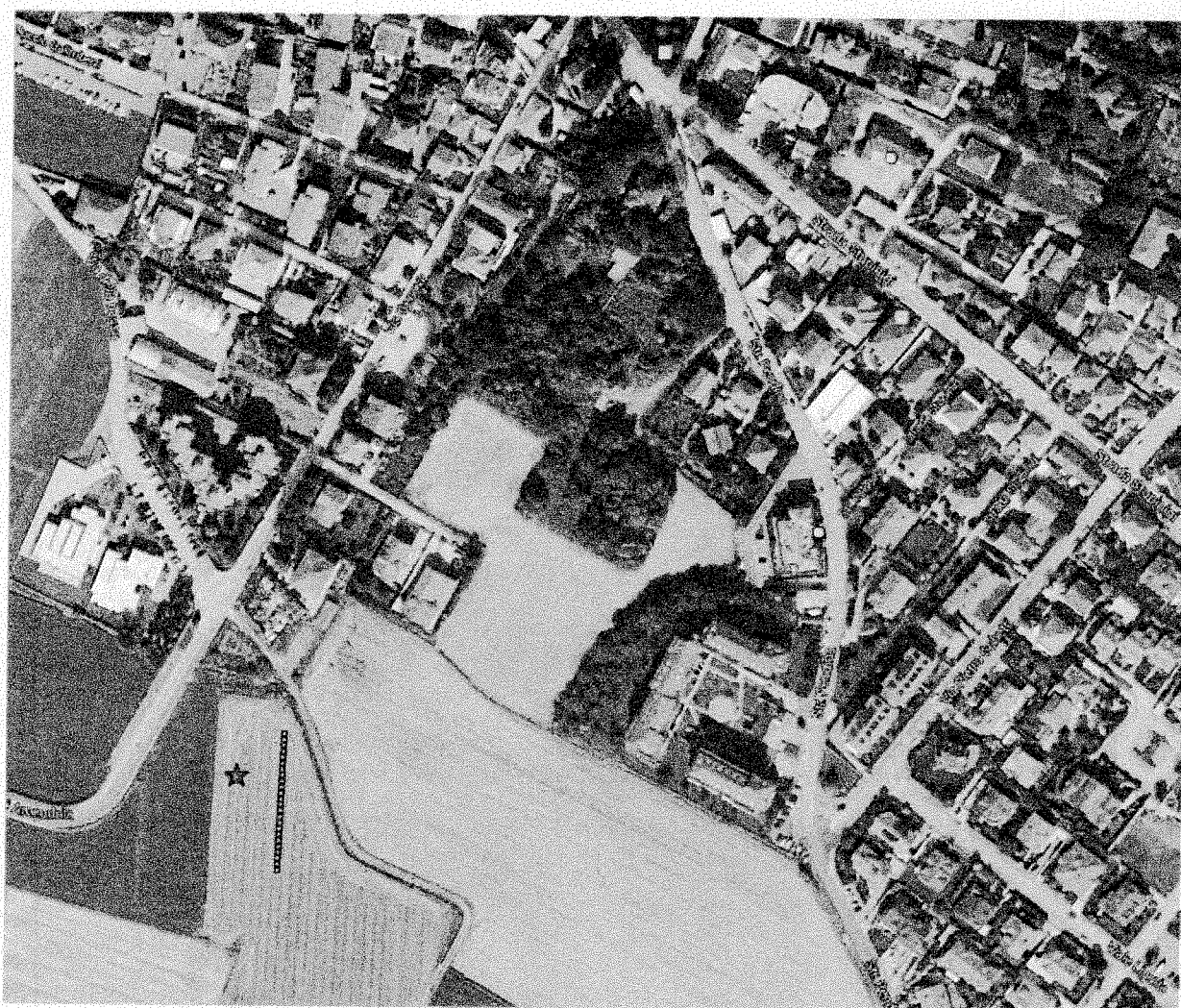


Figura 6: Ubicazione delle prove geognostiche e dello stendi mento per la prova sismica Masw

Sulla base delle informazioni ricavate (n. 1 sondaggio in Strada stupinigi e n. 1 spt in strada pendina) è deducibile come, al di sotto di una modesta potenza di terreno di riporto sia presente, un livello limoso sabbioso di colore rossastro passante gradualmente a materiali alluvionali di natura ghiaiosa sabbiosa a

clasti decimetrici e locali livelli ciottolosi. Quest'ultimo strato si estende a partire da una profondità di 1,5 m dal piano campagna e definisce il materiale da considerarsi idoneo alla messa in opera delle fondamenta viste le sue buone caratteristiche geotecniche.

In fase di realizzazione del lavoro il terreno vegetale così come il livello limoso sabbioso attestabile ad una profondità stimata di 1,5 m sarà da asportare completamente preventivamente alla realizzazione del piano di posa delle fondazioni poiché caratterizzato da scadenti proprietà geotecniche.

non è stata rinvenuta la presenza delle acque della falda ma solo di una debole umidità naturale del terreno.

Come previsto dalla normativa, è stata realizzata un'indagine sismica per la determinazione del parametro  $V_{s30}$  necessario alla caratterizzazione sismica del sottosuolo; la relativa relazione illustrativa è riportata in allegato al presente elaborato.

Sulla base delle caratteristiche dell'intervento edilizio in progetto e delle conoscenze litostratigrafiche acquisite sull'area in esame si ritiene che i dati geognostici a disposizione siano sufficienti a garantire un'adeguata caratterizzazione e modellizzazione geologica, geotecnica e sismica del sito.

#### *B. MODELLO GEOLOGICO E PRESCRIZIONI PER IL PIANO DI POSA*

Il modello geologico di sottosuolo desunto dalle indicazioni derivanti dalle indagini geognostiche viene realizzato con criterio cautelativo, ossia ipotizzando che nel sottosuolo del sito in esame si verifichino le situazioni stratigrafiche geotecnicamente più gravose di quelle riscontrate; a tal proposito è stato ricostruito l'assetto litostratigrafico ed il conseguente modello geologico caratteristico del sottosuolo del sito in esame.

Nella seguente tabella vengono indicati gli intervalli di variazione dei principali parametri geotecnici dei terreni schematizzati nel modello geologico del sito, reperiti dalla bibliografia tecnica, ed un giudizio generico e preliminare in merito al loro impiego come terreno di fondazione.

Modello geologico						
Profondità da p.c. (m)	Litologia	Peso di volume $\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	coesione	Angolo di attrito $\Phi^\circ$	Giudizio al fine della posa delle fondamenta	Falda (*)
0 - 0,40	Terreno Vegetale				Capacità portante scarsa	Assente
0,40-1,50	Sabbia limosa a livelli ghiaiosi	1,80	0	32	Capacità portante scarsa	Assente
>1,5	Ghiaia sabbiosa con trovanti in matrice limoso-argillosa	2	0	38	Capacità portante buona	Assente

(\*) Posizione della falda circa 12 metri dal piano campagna

In definitiva, le informazioni portano a caratterizzare come scadenti e quindi non utilizzabili il primo livello al fine della progettazione e **sviluppo del piano di posa**. Si prescrive pertanto di sfruttare a tal fine le caratteristiche geotecniche del sottostante livello ad una **profondità di almeno 1,5 metro** dal piano campagna ossia all'interno del materiale ghiaioso a granulometria grossolana che dal punto vista geotecnico è stato assimilato cautelativamente ad una ghiaia eterometrica con sabbia limosa e ciottoli che si individua tra circa 0,4 e 1,5 m di profondità dal p.c..

### C. VALORI NOMINALI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Il valore nominale (valore medio) dei principali parametri geotecnici del terreno su cui verrà applicato il carico di fondazione può essere desunto ricorrendo a correlazioni sperimentali ampiamente utilizzate in campo geologico-applicativo e riportate nella letteratura tecnica.

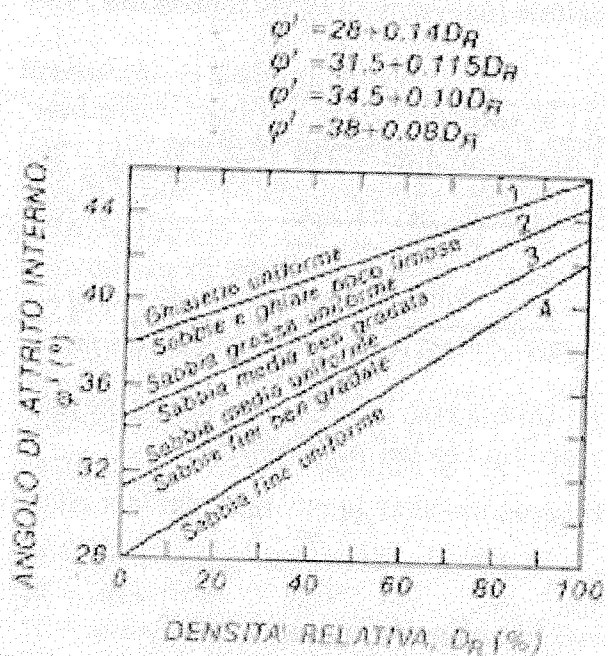
Dal punto di vista del comportamento geotecnico il terreno di fondazione in esame, costituito come detto da ciottoli, trovanti e ghiaia in matrice sabbioso-limosa debolmente argillosa può essere cautelativamente assimilato ad una terra a grana grossolana a comportamento coesivo trascurabile costituita da una miscela di ghiaia, sabbia, argilla e limo poco selezionata che, secondo la classificazione USCS, viene indicata con la sigla GM.



TERRENI A GRANA GROSSA	Trattamento al secco a 200 > 50%	% Ghiaia > % Sabbia Trattamento al secco a 4 > 50%	pass. 200 < 5%	$C_u \geq 4$ e $C_c < 3$	GW	Ghiaie pulite con granulometria ben assortita miscela di ghiaia e sabbia
				$C_u \geq 4$ e/o $C_c > 3$	GP	Ghiaie pulite con granulometria poco assortita miscela di ghiaia e sabbia
			5% < pass. 200 < 12%	$C_u \geq 4$ e/o $C_c < 3$	% fine ML o MH GW-GM	Ghiaia limosa ben assortita
				$C_c < 4$ e/o $C_c > 3$	% fine CL o CH GW-GC	Ghiaia argillosa ben assortita
			pass. 200 > 12%		% fine ML o MH GP-GM	Ghiaia limosa poco assortita
					% fine CL o CH GP-GC	Ghiaia argillosa poco assortita
					% fine M e C GM	Ghiaia limosa, miscela di ghiaia sabbia e limo
					% fine CL o CH GC-GM	Ghiaia limosa e argillosa
			pass. 200 < 5%	$C_u \geq 6$ e $C_c < 3$	CC	Ghiaie argillose, miscela di ghiaia, sabbia e argilla
				$C_u < 6$ e/o $C_c > 3$	SW	Sabbie pulite con granulometria ben assortita sabbie ghiaiose
			5% < pass. 200 < 12%	$C_u \geq 6$ e/o $C_c < 3$	SP	Sabbie pulite con granulometria poco assortita miscela di ghiaia e sabbia
				$C_c < 6$ e/o $C_c > 3$	% fine ML o MH SW-SM	Sabbia limosa ben assortita
			pass. 200 > 12%		% fine CL o CH SW-SC	Sabbia argillosa ben assortita
					% fine ML o WH SP-SM	Sabbia limosa poco assortita
					% fine CL o CH SP-SC	Sabbia argillosa poco assortita
					% fine M e C SM	Sabbie limose miscela di sabbia e limo
					% fine M e C SC-SM	Sabbie limose e argillose
					% fine CL o CH SC	Sabbie argillose miscela di sabbia e argilla

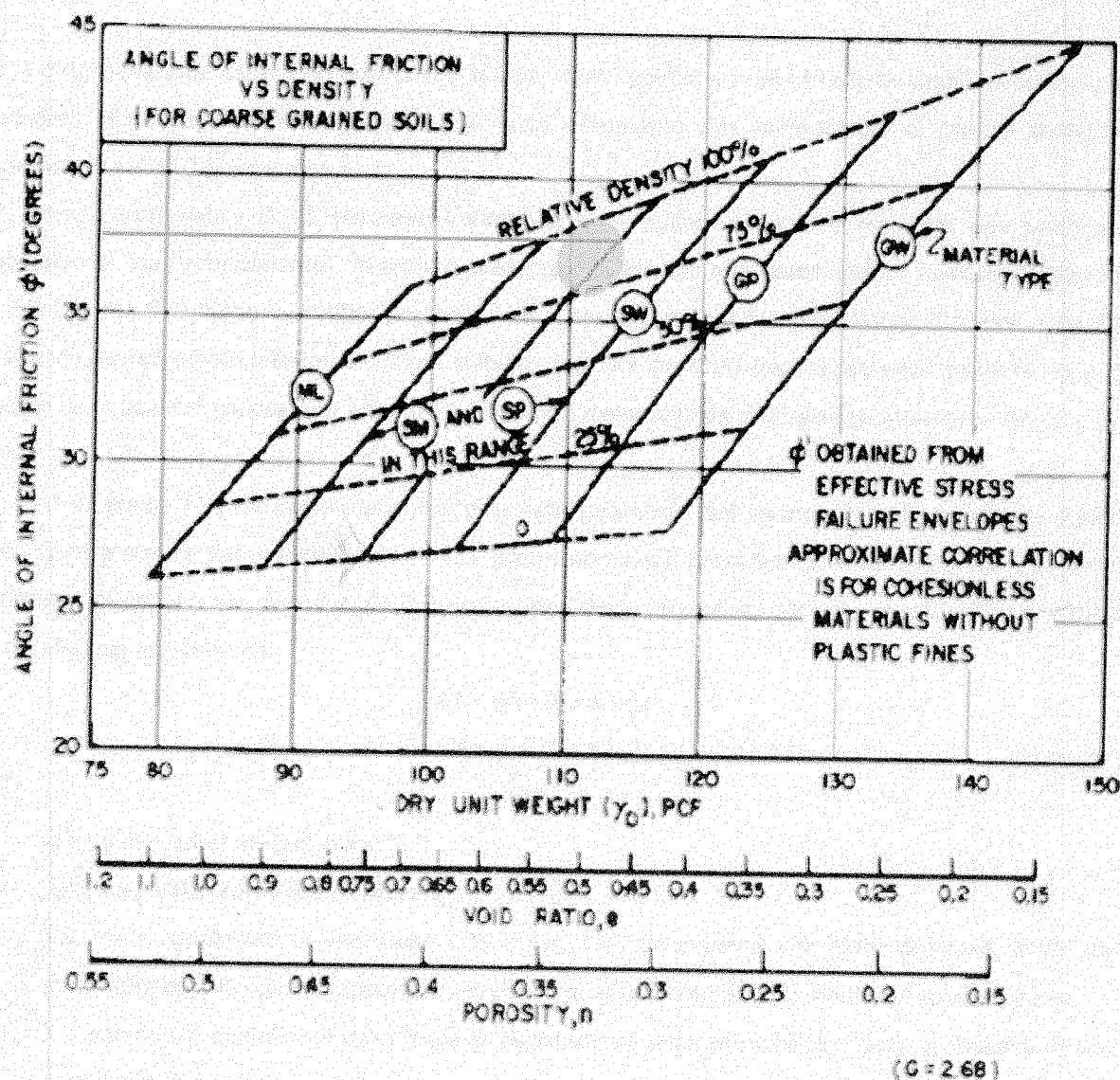
Nonostante nel terreno in studio sia presente una minima frazione granulometrica fine, argillosa, con comportamento plastico/coesivo e poiché esso risulta privo di una significativa cementazione, il valore della **coesione** può essere cautelativamente considerato nullo ( $c = 0$ ).

Tenendo conto dell'età relativamente recente dei sedimenti in questione si ammetterà un grado di addensamento del materiale medio-alto (**densità relativa**), dell'ordine del 70-80% circa ( $DR = 75\%$ )



Utilizzando il diagramma sperimentale "NAV-FAC" si ricava per la *miscela di ghiaia, sabbia, argilla e limo poco selezionata*, classificata come GM, un **angolo di resistenza al taglio**  $\phi = 39^\circ$  in accordo con i dati desunti nel modello geologico.

Dal grafico "NAV-FAC" si possono individuare un **peso di volume "secco"**  $\gamma = 1,92 \text{ t/m}^3$  circa, una **porosità**  $n$  circa del **28%** ed un **indice dei vuoti**  $e = 39\%$ : da questi valori è possibile dedurre pertanto un **peso di volume "saturo"**  $\gamma_s$  pari a **2,20 t/m<sup>3</sup>** da cui si ottiene, infine, un **peso di volume "alleggerito"**  $\gamma' = 1,20 \text{ t/m}^3$  se ci si dovesse trovare in condizioni di saturazione completa del terreno di fondazione.



#### VALORI DI $\phi'$ PER VARI TIPI DI TERRENO (navfac-1971)

- ML – limi inorganici, sabbie limose molto fini
- SM – sabbie limose
- SP – sabbie, sabbie ghiaiose con granulometria uniforme
- SW – sabbie a granulom. mista, sabbia ghiaiosa
- GP – ghiaia a granulom. uniforme
- GW – ghiaia a granulom. mista, misto ghiaia e sabbia

I valori dei parametri geotecnici in condizioni saturate non dovrebbero risultare utili poiché in corrispondenza del sito in esame, limitatamente alle profondità interessate dal progetto, non è stata riscontrata la presenza di falda freatica che, se presente, risulta comunque livellarsi ad una profondità tale da escludere ogni possibile interferenza con il terreno di fondazione e con il "bulbo di carico" degli elementi di fondazione.

#### D. VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI

Per la determinazione dei *valori caratteristici* dei parametri geotecnici del terreno in studio, necessari per procedere alla verifica delle fondazioni, si è fatto riferimento alle metodologie di calcolo analitiche contemplate nell'EC7 (Eurocodice 7).

Per *valore caratteristico* di un parametro s'intende quel valore al quale è associata una prefissata probabilità di "non superamento". In ambito geotecnico si assume una probabilità di "non superamento" del 5% (frattile 5%) il che vuol dire ipotizzare che ci sia una probabilità del 5% che il valore reale del parametro geotecnico sia inferiore al valore stabilito. Il *valore caratteristico* rappresenta quindi la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove.

Nel caso in esame i valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno in esame possono essere determinati a partire dai rispettivi valori medi (valori nominali), precedentemente determinati, facendo riferimento ai dati ed alle metodologie di calcolo riportate in letteratura tecnica. In particolare si è fatto ricorso alle seguenti relazioni:

$$\phi'k = \phi'm (1 + X V\phi)$$

$$\gamma'k = \gamma'm (1 + X V\gamma)$$

dove:

- $\phi'm, \gamma'm$  = valori medi di  $\phi$  e  $\gamma$ ;
- $\phi'k, \gamma'k$  = valori caratteristici di  $\phi$  e  $\gamma$ ;
- $V\phi, V\gamma$  = coefficienti di variazione COV (Harr, 1987; Cherubini & Orr, 1999; Simeone, 2008) dei parametri, definiti come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di  $\phi$  e  $\gamma$ ;
- $X$  = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata; per i parametri geotecnici è fissata una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiano, un valore di  $X = -1,645$ .

$$\phi'k = 39^\circ (1 - 1,645 \cdot 0,07) = 35^\circ;$$

$$\gamma'k = 1,92 \text{ t/m}^3 (1 - 1,645 \cdot 0,03) = 1,83 \text{ t/m}^3.$$



## 5. RELAZIONE SISMICA

### A. RIFERIMENTI NORMATIVI E INQUADRAMENTO SISMICO

- D.M. 14/1/2008 Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) con relativa Circolare Esplicativa del Consiglio Superiore LL.PP. n. 617 del 2/2/2009, intitolata "Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008", pubblicata sulla G.U. n. 47 del 26/2/2009.
- Ordinanza P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", modificata dall'O.P.C.M. 2 ottobre 2003, n. 3316 "Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003".
- Ordinanza P.C.M. 28 aprile 2006, n. 3519 : approvazione dei criteri per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone, nonché la mappa di pericolosità sismica di riferimento a scala nazionale recepita dalla Regione Piemonte con D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010 e adottata con D.G.R. n. 4-3084 del 12/12/2011.

La normativa vigente classifica il territorio in zone sismiche omogenee in relazione al parametro  $a_g$  (accelerazione orizzontale sismica massima) su suolo di categoria A con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Il sito oggetto d'intervento ricade in Zona 3, cioè nella categoria caratterizzata da un rischio sismico di grado medio-basso cui corrisponde un valore di accelerazione orizzontale massima  $a_g = 0,15 g$ .

zona	accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni [ $a_g/g$ ]	accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche) [ $a_d/g$ ]
1	$> 0,25$	0,35
2	0,15-0,25	0,25
3	0,05-0,15	0,15
4	$< 0,05$	0,05

### B. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SISMICI

Al fine di una corretta progettazione si richiede la definizione dei parametri: **Periodo di Riferimento  $V_r$**  dell'azione Sismica, **Categoria di Sottosuolo** e **Condizioni Topografiche**.

L'azione sismica così definita è valida per un periodo di riferimento ( $V_r$ ) definito, secondo le NTC08, dal prodotto tra la vita nominale dell'opera ( $V_n$ ) e il coefficiente d'uso della stessa ( $C_u$ ). La  $V_n$  è funzione della tipologia di costruzione mentre le  $C_u$  dipende dalla Classe d'uso dell'opera.

Nel caso in analisi la Vita Nominale dell'opera è imposta a 50 anni per una tipologia di costruzione ordinaria (Tipologia 2). Classe d'uso dell'opera è una Classe II ossia a cui corrisponde una  $C_u = 1,0$ .

Ne consegue:  $V_r = V_n * C_u = 50 * 1 = 50$  anni

Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_n$  per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_n$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisoriale – Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_u$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_u$	0,7	1,0	1,5	2,0

Le Norme Tecniche per le Costruzioni definiscono diverse categorie di sottosuolo sulla base del valore della  $V_{S30}$  ossia della velocità di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. Tale parametro è stato ottenuto mediante prova sismica Masw (vedi allegato) che attesta una  $V_{S30} = 365$  m/sec corrispondente ad una **Categoria di Sottosuolo B**:

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di <math>V_{S30}</math> superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti 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,20} &gt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>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 <math>V_{S30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; N_{SPT,30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; c_{u,20} &lt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>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 <math>V_{S30}</math> inferiori a 180 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,20} &lt; 70</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con <math>V_s &gt; 800</math> m/s).</i>

Tabella 3.2.V – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$ 

Categoria sismologica	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_v \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_v \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,27}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_v \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_v \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$

Le condizioni Topografiche influenzano localmente l'azione sismica determinandone fenomeni di amplificazione per il quale è necessario definirne il valore. Nel caso in esame si ha una **Categoria Topografica T1** a cui corrisponde un valore di **St = 1.0**.

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ 

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

### C. VALUTAZIONE AGLI STATI LIMITE

Secondo quanto introdotto dalle NTC 2008 la sicurezza e le prestazioni di un'opera, o di una parte di essa, devono essere valutate in relazione ai diversi "Stati Limite" di riferimento (SL) che si possono verificare durante la Vita Nominale (VN) dell'opera stessa; quest'ultima viene intesa come il numero di anni nel quale l'opera, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere utilizzata per lo scopo al quale è destinata.

Si definisce quindi "Stato Limite" (SL) di un'opera la condizione superata la quale essa non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

Ai sensi delle NTC 2008 le opere da realizzare devono possedere i seguenti requisiti fondamentali di sicurezza:

**Sicurezza nei confronti di Stati Limite Ultimi (SLU):** capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone, o comportare la perdita di beni, o provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;

**Sicurezza nei confronti di Stati Limite di Esercizio (SLE):** capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

**Robustezza nei confronti di azioni eccezionali:** capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno Stato Limite Ultimo (SLU) ha sempre carattere irreversibile e causa il collasso della struttura. Il superamento di uno Stato Limite di Esercizio (SLE) può avere carattere reversibile o irreversibile.

Gli **Stati Limite Ultimi** in condizioni **dinamiche** (sismiche) sono:

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

Gli **Stati Limite di Esercizio** in condizioni **dinamiche** (sismiche) sono:

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



Le **probabilità di superamento nel periodo di riferimento (PVR)** cui fare riferimento per determinare le azioni sismiche di progetto agenti in ognuno dei diversi Stati Limite precedentemente considerati sono riportate nella Tabella 3.2.I. delle NTC 2008 riprodotta nel seguito.

Tabella 3.2.I – *Probabilità di superamento  $P_{Vs}$  in funzione dello stato limite considerato*

Stati Limite		$P_{Vs}$ Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

La pericolosità sismica del sito viene quindi definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa in sito ( $a_g$ ) in condizioni di assenza di manufatti ("campo libero"), su sottosuolo rigido (categoria A) e superficie topografica orizzontale (categoria T1), e di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_e(T)$  ad essa corrispondente, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza nel periodo di riferimento (PVR).

Le forme spettrali dell'azione sismica sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento (PVR), a partire dai valori dei seguenti parametri:

- $a_g$ : accelerazione sismica orizzontale massima attesa al sito;
- $F_0$ : rapporto tra il valore massimo dello spettro di risposta elastico e l'accelerazione orizzontale massima attesa;
- $T_c^*$ : tratto spettrale a periodo costante per un periodo di ritorno determinato.

La stima della pericolosità sismica di sito viene quindi basata su una griglia regolare di punti, ove per ogni cella individuata viene fornita una terna di valori  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  per nove distinti tempi di ritorno ( $T_R$ ); i valori dei parametri sopra elencati sono riportati nell'Allegato B delle NTC 2008. Per il calcolo dei parametri sismici ai diversi stati limite di riferimento è stato utilizzato il software della <sup>®</sup> GeoStru Software (11). Per il calcolo degli spettri sismici di base è stato utilizzato il software "Spettri di Risposta - ver. 1.0.3" distribuito dal Ministero delle Infrastrutture.

I risultati delle elaborazioni effettuate sono riportati nelle pagine seguenti.



\* I valori di Se, Cc ed St possono essere variati.

Calcola

Stato Limite	Tr [anni]	$a_s$ [g]	Fo	Tc [s]
Operatività (SLO)	30	0.029	2.497	0.196
Danno (SLD)	50	0.036	2.553	0.211
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.078	2.639	0.269
Prevenzione collasso (SLO)	975	0.097	2.645	0.279
Periodo di riferimento per l'azione sismica	50			



Vita nominale della costruzione (in anni)  $V_n$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_u$   info

---

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$   info

Stati limite di esercizio - SLE  $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLO} - P_{v,1} = 81\% \\ \text{SLD} - P_{v,2} = 63\% \end{array} \right.$

Stati limite ultimi - SLU  $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLV} - P_{v,3} = 10\% \\ \text{SLC} - P_{v,4} = 5\% \end{array} \right.$

---

Elaborazioni

Grafic parametr azione ☒

Grafic spettri di risposta ☒

Tabella parametr azione ☒

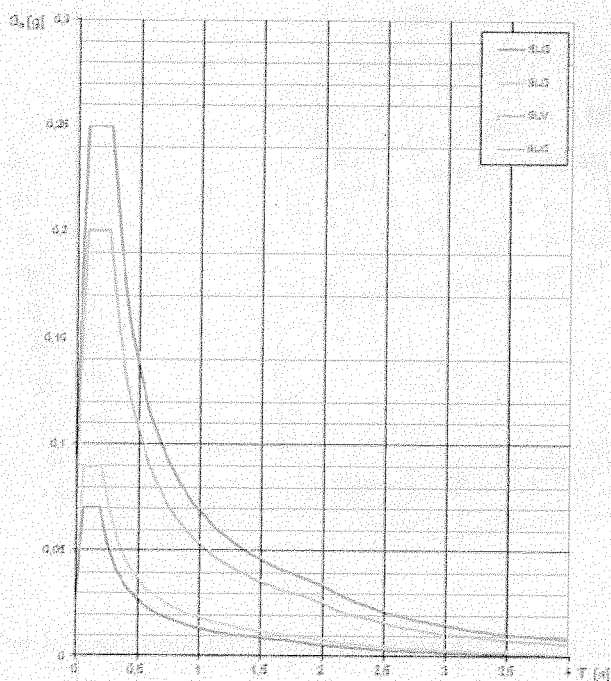
---

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

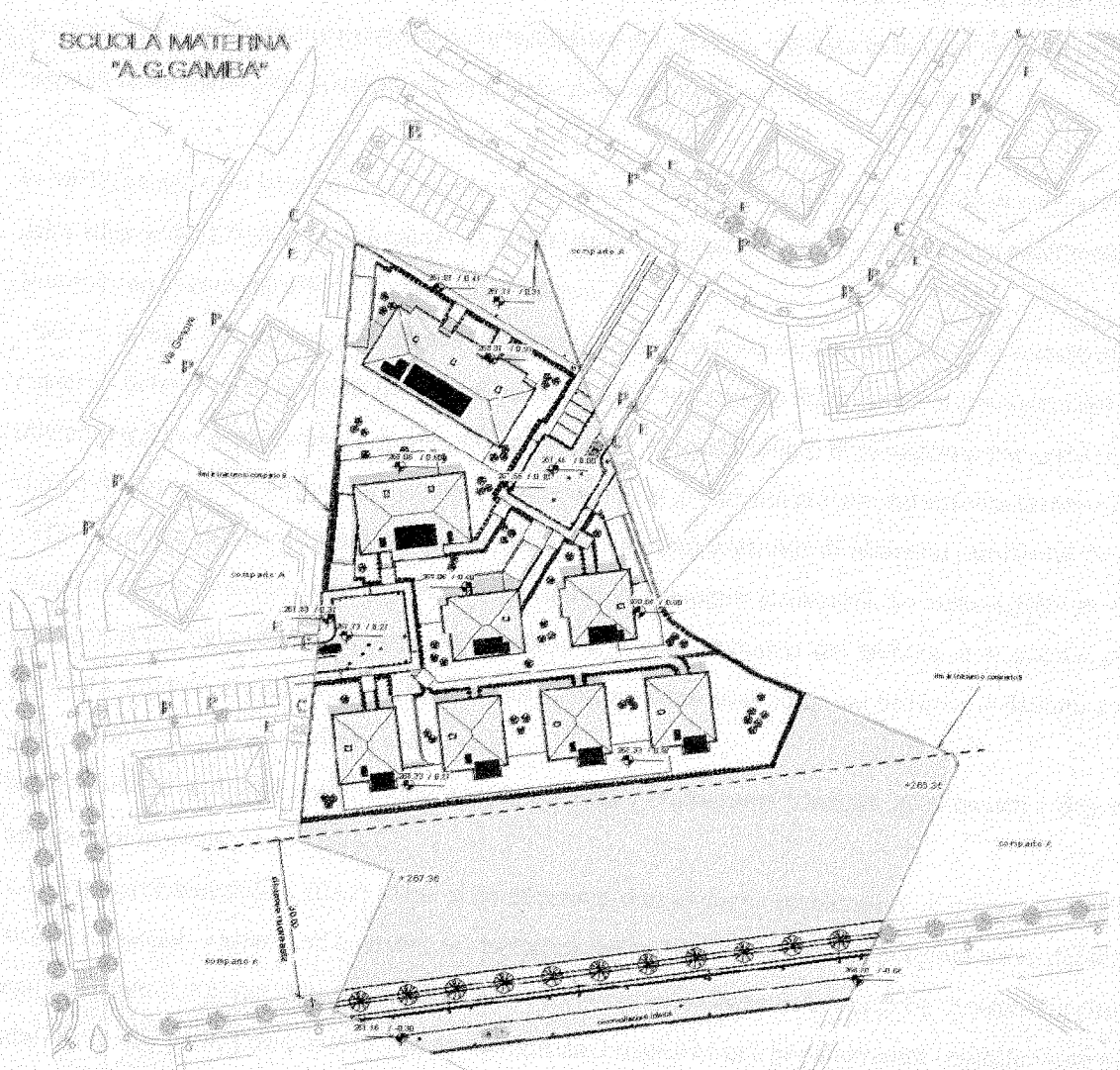
—■— Strategia scelta



SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	30	0,028	2,502	0,198
SLD	50	0,035	2,554	0,210
SLV	475	0,076	2,653	0,270
SLC	975	0,094	2,661	0,280

#### D. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DEL TERRENO AGLI SLU

Sulla base delle informazioni fornite dal progettista nel sito in analisi verranno realizzate strutture residenziali consistenti in 1 / 2 piani fuori terra e una superficie fondiaria totale di circa 5.420 mq. Di seguito la planimetria generale:



Per le valutazioni agli stati limite si prende a titolo esemplificativo la costruzione maggiormente gravosa e consistente in fondazioni superficiali nastriformi in calcestruzzo armato della lunghezza di circa 25 m, larghezza di 0,5 m e spessore di 0,5 m;

Come riferito dal progettista l'unità abitativa avrà un'altezza massima alla gronda di circa 8 m.

Non essendo noti i carichi che la singola sovrastruttura imporrà al sistema terreno/fondazione le verifiche geotecniche in condizioni statiche e sismiche di seguito effettuate sono state realizzate "parametrizzando"

il calcolo e stimando un carico massimo "ammissibile" per fondazioni con le caratteristiche e la geometria descritte.

La verifica della sicurezza delle strutture in progetto nei confronti degli Stati Limite di resistenza del terreno si ottiene utilizzando il metodo semi-probabilistico dei coefficienti parziali di sicurezza tramite la seguente equazione:  $E_d \leq R_d$

Dove:  $E_d$  = valore di progetto delle azioni o dell'effetto delle azioni, valutato in base a diverse combinazioni di carico;  $R_d$  = resistenza di progetto della resistenza del terreno, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate.

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla singola struttura, valutando gli effetti delle combinazioni delle azioni precedentemente definite.

Si prendono in considerazione le seguenti verifiche:

- GEO = verifica per rottura o eccessiva deformazione del terreno. Nella valutazione di questo stato limite risultano determinanti le caratteristiche di resistenza del terreno. Lo Stato limite di resistenza del terreno si utilizza per il dimensionamento geotecnico delle opere di fondazione e di sostegno e per tutte le strutture che interagiscono con il terreno, ma anche per le verifiche di stabilità globale del sistema terreno-struttura.
- STR = verifica per rottura per superamento della capacità portante di elementi strutturali. Stato limite governato dalla resistenza dei materiali costituenti gli elementi strutturali. Lo Stato Limite di resistenza della struttura riguarda gli elementi di fondazione e/o di sostegno del terreno e si utilizza per tutti i dimensionamenti strutturali; se le azioni sulle strutture sono esercitate dal terreno, si devono assumere i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi geotecnici (GEO) si possono adottare in alternativa due differenti approcci progettuali:

- Approccio progettuale 1 (DA1) in cui si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali, riguardanti le azioni, la resistenza dei materiali e la resistenza complessiva del sistema. La combinazione 1 è generalmente vincolante per il dimensionamento nelle verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite di tipo strutturale (STR). La combinazione 2 risulta invece generalmente condizionante per il dimensionamento geotecnico (GEO); in essa si fa riferimento ai coefficienti parziali del gruppo A2 della tabella 2.6.I. delle NTC 2008 (riportata nel seguito) ed ai coefficienti parziali dei materiali e delle resistenze di natura geotecnica indicati nel citato paragrafo per tale combinazione (A2+M2+R2).
- Approccio progettuale 2 (DA2) in cui si considera un'unica combinazione di coefficienti parziali e, per le azioni e si fa riferimento ai coefficienti parziali indicati nel cap. 6 delle NTC (A1+M1+R3).



APPROCCIO 1 (DA1)		APPROCCIO 2 (DA2)
Combinazione 1	Combinazione 2	Combinazione 1 o Unica
(A1 + M1 + R1)	(A2 + M2 + R2)	(A1 + M1 + R3) (R1)
(STR)	(GEO)	(STR + GEO)

Nell'ambito del presente studio si è proceduto alle verifiche geotecniche di tipo GEO sia in condizioni statiche che dinamiche (sismiche) mediante la valutazione della resistenza del terreno ( $R_d$ ) agli stati limite ultimi (SLU) secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (verifica di stabilità globale del sistema terreno/fondazione) e secondo l'Approccio 2 – Combinazione 1 o Unica (verifica a rottura per superamento del carico limite del sistema terreno/fondazione). Ogni combinazione di calcolo è formata da gruppi diversi di coefficienti parziali  $\gamma$  che vengono di riportati nelle pagine seguenti.

Per le verifiche geotecniche del sistema terreno/fondazione (GEO) è stata utilizzata la metodologia di calcolo di Brinch-Hansen (1970), come illustrato da Bowles (1991) inserendo nel calcolo i valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno di fondazione, le caratteristiche geometriche degli elementi di fondazione e della sovrastruttura esposti in precedenza.

Assumendo come perfettamente orizzontale il piano di posa della fondazione con carichi applicati ortogonalmente ad esso, ed essendo considerato nullo il contributo della resistenza per coesione, come avviene nel caso in esame, la formulazione empirica di Brinch-Hansen si riduce all'espressione:

$$Q_{lim} = 1/2 \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} z_{\gamma} + q' N_q s_q d_q z_q$$

dove:

- $\gamma$  = peso di volume effettivo del terreno di fondazione; in assenza di acqua si deve utilizzare il peso di volume "secco" ( $\gamma = 1,92 \text{ t/m}^3 = 19,2 \text{ kN/m}^3$ ); nel caso di terreno saturo deve essere utilizzato il peso "alleggerito" ( $\gamma'$ );
- $B$  = lato della fondazione (m);
- $s_{\gamma}, s_q$  = fattori di forma della fondazione;
- $d_{\gamma}, d_q$  = fattori di profondità;
- $q'$  = pressione di sovraccarico ai bordi della fondazione (kPa);
- $N_{\gamma}, N_q$  = fattori di capacità portante.

I calcoli sono stati svolti mediante un foglio di calcolo reperibile online (<http://nuke.mccoy.it/>). A fronte dei risultati ottenuti, si deve tenere presente che, in terreni granulari come quelli in esame, si possono avere

cedimenti delle fondazioni tali da ingenerare lesioni nella sovrastruttura anche prima che si abbia la vera e propria "rottura" del piano di posa delle fondazioni, ipotizzata dalla teoria di Terzaghi.

Le limitazioni legate all'entità dei cedimenti ammissibili sono alla base del metodo di calcolo incentrato sugli stati limite di esercizio (SLE) che verrà sviluppato appositamente.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_Q$ )	FQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

### Verifica GEO in condizioni statiche (SLD) – Approccio 1 – Combinazione 2

	Rd	301	kPa	Ed	300	kPa
	Ed<=Rd, OK, verificato!					
INPUT GEOTECNICO						
FS globale gamma-R	γ <sub>R</sub>	1,80				
Inerzia della struttura K <sub>hi</sub> (C7.11.5.3.1)	K <sub>hi</sub>	0,094	K <sub>hi</sub> = S(d)T1			
Inerzia del suolo: K <sub>hk</sub> (C7.11.5.3.1.7.)	K <sub>hk</sub>	0,009	K <sub>hk</sub> = βs*ag*S <sub>s</sub> *S <sub>t</sub>			
Carico verticale sulle fondaz, kN	N <sub>d</sub>	3760				
Angolo di attrito, di progetto gradi	φ <sub>d</sub>	29		u <sub>c</sub>	1,5	
coesione di progetto, kPa	c <sub>d</sub>	0		u <sub>q</sub>	1,37	
Densità terreno sotto la fondaz, kN m <sup>-3</sup>	γ <sub>f</sub>	18,3		d <sub>y</sub>	1	
Densità vespajo o riporto, kN m <sup>-3</sup>	γ <sub>v</sub>	19				
Profondità di incasso	D	1,5		i <sub>c</sub>	0,77	
Larghezza di fondazione, m	B	0,5		i <sub>q</sub>	0,79	
Lunghezza fondazione, m	L	25		i <sub>y</sub>	0,71	
Eccentricità secondo B, m	e <sub>b</sub>	0				
Eccentricità secondo L, m	e <sub>l</sub>	0		γ <sub>y</sub>	0,99	
Inclinazione del piano campagna, gradi	b	0				
Forze inerziali del suolo? (s - sì, n - no)	z	s		γ <sub>y</sub>	1	
Frazione spinta passiva, %	E <sub>pd</sub>	0				

### Verifica GEO in condizioni statiche (SLD) – Approccio 2 – Combinazione unica

	Rd	473	kPa	Ed	472	kPa
	Ed<=Rd, OK, verificato!					
INPUT GEOTECNICO						
FS globale gamma-R	$\gamma_R$	2,30				
Inerzia della struttura $K_{hi}$ (C7.11.5.3.1)	$K_{hi}$	0,094	$K_{hi} = S(d)T1$			
Inerzia del suolo: $K_{hk}$ (C7.11.5.3.1.7.)	$K_{hk}$	0,009	$K_{hk} = \beta s \cdot a_g \cdot S_s \cdot S_t$			
Carico verticale sulla fondaz, kN	$N_d$	5900				
Angolo di attrito, di progetto gradi	$\Phi_d$	35		$u_c$	1,5	
coesione di progetto, kPa	$c_d$	0		$u_q$	1,32	
Densità terreno sotto la fondaz, $kN m^{-3}$	$\gamma_f$	18,3		$d_y$	1	
Densità vespajo o riporto, $kN m^{-3}$	$\gamma_v$	19				
Profondità di incasso	$D$	1,5		$i_c$	0,70	
Larghezza di fondazione, m	$B$	0,5		$i_q$	0,79	
Lunghezza fondazione, m	$L$	25		$i_y$	0,71	
Eccentricità secondo B, m	$e_b$	0				
Eccentricità secondo L, m	$e_l$	0		$z_y$	1	
Inclinazione del piano campagna, gradi	$b$	0				
Forze inerziali del suolo? (s - sì, n - no)	$z$	s		$r_y$	1	
Frazione spinta passiva, %	$E_{pd}$	0				



# Verifica GEO in condizioni sismiche (SLV) - Approccio 1 – Combinazione 2

	Rd	288	kPa	Ed	288	kPa
	Ed<=Rd, OK, verificato!					
INPUT GEOTECNICO						
FS globale gamma-R	$\gamma_R$	1.80				
Inerzia della struttura $K_{hi}$ (C7.11.5.3.1)	$K_{hi}$	0,108	$K_{hi} = S(d)T1$			
Inerzia del suolo: $K_{hk}$ (C7.11.5.3.1.7)	$K_{hk}$	0,019	$K_{hk} = \beta s^* a_g^* S_s^* S_t$			
Carico verticale sulla fondaz, kN	$N_d$	3600				
Angolo di attrito, di progetto gradi	$\Phi_d$	29		$d_c$	1,5	
coesione di progetto, kPa	$c_d$	0		$d_q$	1,37	
Densità terreno sotto la fondaz, $kN m^{-3}$	$\gamma_f$	18,3		$d_\gamma$	1	
Densità vespaio o riporto, $kN m^{-3}$	$\gamma_v$	19				
Profondità di incasso	D	1,5		$i_c$	0,74	
Larghezza di fondazione, m	B	0,5		$i_q$	0,76	
Lunghezza fondazione, m	L	25		$i_\gamma$	0,67	
Eccentricità secondo B, m	$e_b$	0				
Eccentricità secondo L, m	$e_l$	0		$z_\gamma$	0,99	
Inclinazione del piano campagna, gradi	b	0				
Forze inerziali del suolo? (s = sì, n = no)	z	s		$r_\gamma$	1	
Frazione spinta passiva, %	$E_{pd}$	0				

## Verifica GEO in condizioni sismiche (SLV) – Approccio 2 – Combinazione Unica

	Rd	453	kPa	Ed	452	kPa
	Ed<=Rd, OK, verificato!					
INPUT GEOTECNICO						
FS globale gamma-R	$\gamma_R$	2,30				
Inerzia della struttura $K_{hi}$ (C7.11.5.3.1)	$K_{hi}$	0,108	$K_{hi} = S(d)T1$			
Inerzia del suolo: $K_{hk}$ (C7.11.5.3.1.7)	$K_{hk}$	0,019	$K_{hk} = \beta s^* a_g^* S_s^* S_t$			
Carico verticale sulla fondaz, KN	Nd	3650				
Angolo di attrito, di progetto gradi	$\Phi_d$	35		dc	1,5	
coesione di progetto, kPa	cd	0		dq	1,32	
Densità terreno sotto la fondaz, $kN\ m^{-3}$	$\gamma_f$	18,3		d $\gamma$	1	
Densità vespaio o riporto, $kN\ m^{-3}$	$\gamma_v$	19				
Profondità di incasso	D	1,5		ic	0,75	
Larghezza di fondazione, m	B	0,5		iq	0,76	
Lunghezza fondazione, m	L	25		iy	0,67	
Eccentricità secondo B, m	eb	0				
Eccentricità secondo L, m	el	0		zy	0,99	
Inclinazione del piano campagna, gradi	b	0				
Forze inerziali del suolo? (s = sì, n = no)	z	s		ry	1	
Frazione spinta passiva, %	Epd	0				

## E. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

La verifica geotecnica del sistema terreno/fondazione deve essere effettuata valutando anche i cedimenti del terreno che la struttura in progetto è in grado di sopportare. In generale nella valutazione dei cedimenti ammissibili per la sovrastruttura, si ricorre a correlazioni di tipo empirico, con riferimento a formule tratte dalla letteratura tecnica.

In particolare, per la determinazione del valore di cedimento ammissibile  $S_{max}$ , ci si riferisce alle correlazioni di Grant et al. (1974) che determinano un cedimento massimo pari a  $S_{max} = 3 \text{ cm}$  (30 mm), valido per plinti isolati e per travi di fondazione.

A questo punto, facendo riferimento al metodo di Burland & Burbidge (1984), basato sull'analisi statistica di casi reali comprendenti fondazioni di dimensioni variabili, il cedimento previsto può essere espresso nella forma:

$$S = f_s \cdot f_h \cdot f_t \cdot ((Q_{amm} - 2/3q') \cdot B^{0.7} \cdot I_c)$$

dove:

- $f_s$ ,  $f_h$ ,  $f_t$  = fattori correttivi che tengono conto della forma della fondazione, dello spessore dello strato compressibile e dei cedimenti nel tempo;
- $Q_{amm}$  = carico ammissibile per la fondazione (kPa);
- $q'$  = tensione verticale agente alla quota di imposta della fondazione (kPa);
- $S$  = cedimento (mm);
- $B$  = lato della fondazione (m);
- $I_c$  = indice di compressibilità del terreno.

L'indice di compressibilità del terreno  $I_c$  è legato statisticamente ai valori di  $N_{spt}$  tramite la relazione:

$\log (N_{spt} \cdot 1.4 \cdot I_c \cdot 102) = 2.232 \pm 0.263$  nella quale 2.232 rappresenta il valore medio e 0.263 lo scarto quadratico medio. Il parametro  $N_{spt}$  rappresenta la resistenza alla penetrazione media all'interno del livello geotecnico su cui viene trasferito il carico di fondazione, misurata con una prova penetrometrica standard (SPT). In mancanza di indagini dirette esso può essere stimato per correlazione in base alla granulometria del sedimento costituente il terreno di fondazione ed alla sua densità relativa ( $D_r$ ).

Nel caso in esame, sulla base dei risultati delle prove penetrometriche si può stimare per il terreno di fondazione localizzato ad una profondità di circa 1,5 m dal p.c., un valore di  **$N_{spt} = 35$  colpi/piede**.

Per il calcolo analitico del carico ammissibile secondo il metodo statistico di Burland & Burbidge di cui nelle pagine seguenti sono esposti i risultati ottenuti per la geometria di fondazione precedentemente descritta;

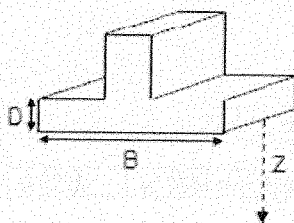
i risultati ottenuti sulla base dei diversi valori di confidenza utilizzati per il calcolo statistico (50%, 67% e 98%) sono posti a confronto sui grafici conclusivi.

Non essendo disponibili dati forniti dal progettista della struttura il carico strutturale massimo che si è ipotizzato di imporre alla fondazione, nella situazione strutturale più gravosa, è stato stimato pari a circa 20 t/m<sup>2</sup> (2,0 kg/cm<sup>2</sup>).

### Calcolo dei cedimenti di una fondazione nastriforme – Carico statico

#### Caratteristiche fondali:

B = 0.50 [m]  
L = 25.00 [m]  
D = 1.50 [m]



#### Litologia e carichi e prove:

Z = 1.50 [m]  
 $\gamma = 183$  [t/m<sup>3</sup>]  
 $q = 20.00$  [t/m<sup>2</sup>]  
N<sub>apt</sub> = 35.00 media

☒ Carichi statici ☐ Carichi Dinamici

#### Periodo di previsione:

Tempo = 100 [anni]

$\sigma_{vo} = 2.75$  [t/m<sup>2</sup>]

Ic 50% = 0.0110	Ic 67% = 0.0210	Ic 90% = 0.0395
-----------------	-----------------	-----------------

Zi = 0.9606	Fi = 1.0000	Fs = 1.5470
-------------	-------------	-------------

anni	0	5	10	30	50	70	85	100
Ft	1.2046	1.3444	1.4046	1.5030	1.5444	1.5736	1.5905	1.6046

#### CEDIMENTI:

S [mm]	1.995	2.682	2.802	2.992	3.031	3.139	3.173	3.201
S 50%	1.995	2.682	2.802	2.992	3.031	3.139	3.173	3.201
S 67%	3.655	4.914	5.134	5.483	5.645	5.752	5.814	5.865
S 98%	6.698	9.005	9.408	10.047	10.344	10.540	10.653	10.748

## F. RACCOMANDAZIONI ESECUTIVE

Sulla base di quanto risultato della indagini geognostiche effettuate, per la posa delle fondazioni delle strutture in progetto dovrà essere necessariamente asportato completamente, mediante scavo, lo spessore di terreno vegetale (cautelativamente considerato di spessore pari a circa 0,5 m) e lo scavo dovrà essere approfondito fino ad almeno 1,5 m dal p.c. attuale.

Gli elementi di fondazione dovranno sempre essere posizionati completamente all'interno del livello litostratigrafico presente alla base dello spessore superficiale di terreno vegetale. Si sottolinea che tale valore rimane tuttavia da verificare sulla base di quanto emergerà durante la fase di scavo preliminare alla posa delle fondazioni.

In occasione della realizzazione degli sbancamenti necessari per la messa in posa delle fondazioni si raccomanda quindi di procedere ad una accurata verifica preliminare della stratigrafia e dello stato di addensamento dei depositi costituenti il terreno di fondazione, al fine di poter adattare e modificare in corso d'opera, se necessario, le soluzioni tecniche e costruttive adottate in sede progettuale.



## CONCLUSIONI

*Sulla base dei risultati ottenuti dalle indagini geognostiche effettuate in situ e dai dati disponibili da lavori svolti nell'intorno dell'area è stato possibile ricostruire il modello geologico con particolare riferimento all'assetto litostratigrafico, geomorfologico e idrogeologico.*

*Le caratteristiche geotecniche del livello litostratigrafico su cui saranno posati gli elementi di fondazione risultano idonee a costituire il terreno di fondazione delle strutture in progetto.*

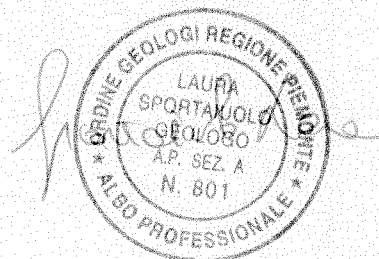
*Nello studio è stata effettuata una valutazione della pericolosità sismica di base del sito con successiva determinazione dei coefficienti sismici ottenuti anche mediante indagine Masw. Sulla base di tali dati è risultato una categoria di sottosuolo B.*

*I dati geologici disponibili e le prove geognostiche evidenziano l'idoneità del sito al progetto in esecuzione, nei limiti delle condizioni e delle raccomandazioni esecutive esposte nella presente relazione*

Rivalta di Torino, 3 novembre 2014

Dott. Geol. Laura Sportaiuolo

Ordine Regionale Geologi Piemonte, Albo Professionale – Sez. A (n. 801)



Dott. Geol. Laura Sportaiuolo

Sito di indagine:  
Via della Bassa, Orbassano (TO)



Indagine sismica con metodologia MASW finalizzata alla determinazione  
del parametro  $V_{s30}$  per la classificazione sismica dei suoli

### Relazione Tecnica

Relazione n.: 2891/14  
Revisione n.: 0  
Data: Ottobre 2014  
Redatto da: Dott. Ing. Fabrizio Fantini  
Controllato da: Dott. Geol. Mario Naldi

<b>1</b>	<b>Introduzione</b>	<b>pag. 1</b>
<b>2</b>	<b>Strumentazione utilizzata</b>	<b>pag. 1</b>
<b>3</b>	<b>Acquisizione ed elaborazione dati</b>	<b>pag. 1</b>
<b>4</b>	<b>Normativa sismica vigente</b>	<b>pag. 2</b>
<b>5</b>	<b>Risultati della prova MASW</b>	<b>pag. 4</b>

ALLEGATO A      Certificato esito prova MASW

ALLEGATO B      Cenni teorici sulla metodologia MASW

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione illustra e descrive le indagini geofisiche di tipo sismico (MASW – Multichannel Analysis of Surface Waves) realizzate presso:

Sito:	Via della Bassa, Orbassano (TO)			Regione:	Piemonte
Norm. regione:	D.G.R. n. 4-3084 del 12.12.2011 e s.m.i.			Zona sismica:	3
Progetto:	Realizzazione di una nuova unità abitativa				
Coordinate GPS	Datum: WGS84	Proiezione: UTM	Zona: 32T	EST: 385066	NORD: 4984012

Scopo dell'indagine è definire il parametro  $V_{s30}$  per la classificazione sismica dei suoli (in accordo al D.M. 14.01.2008 e successivi aggiornamenti). In quanto segue si illustrano ed analizzano i risultati ottenuti.

## 2 STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

L'acquisizione dei dati sismici è stata realizzata con un sismografo a 24 canali dotato di un convertitore analogico/digitale a 24 bit (unità Daq Link III, Seismic Source Ltd.). Lo strumento è fornito di una connessione di rete standard 10/100 (base RJ45) per la comunicazione con un computer portatile su cui è installato un apposito programma (VibraScope ® v.2.4.40) che gestisce la visualizzazione, l'analisi e la memorizzazione delle forme d'onda registrate.

I geofoni utilizzati (Weihai Sunfull) possiedono una frequenza di risonanza pari 4.5 Hz con distorsione inferiore allo 0.2%.

L'energizzazione si è ottenuta con massa battente da 10 Kg su piastra metallica. Per l'innesco (trigger) si è utilizzato uno "shock sensor" collegato alla mazza battente e connesso via cavo al sismografo.

Cenni relativi alla metodologia di indagine sono riportati in Appendice B.

## 3 ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE DATI

Come detto nel capitolo introduttivo, l'indagine ha previsto la realizzazione di una prova MASW, la cui ubicazione viene riportata in Allegato A – pag. 1).

La prova, secondo quanto previsto dagli standard internazionali riportati nella Tabella 1 della pagina seguente, è stata eseguita con un set-up di acquisizione composto da:

<b>Geofoni</b>	Numero 24	Frequenza [Hz] 4.5	Interasse [m] 2	Lungh. linea [m] 46
<b>Energizzazioni</b>	Mazza [Kg] 10	Punti energ. [n°] 7	Max dist.da G1 [m] 14	Min dist.da G1 [m] 2

Per ogni punto di energizzazione sono stati generati almeno 3 impulsi sismici.



**Tabella 1 - Disposizione geometrica ottimale su linea MASW in relazione alla profondità di indagine**

Depth ( $Z_{max}$ ) <sup>1</sup> (m)	Source (S) <sup>2</sup> (lb)	Receiver (R) <sup>3</sup> (Hz)	Receiver Spread (RS) (m)			
			Length <sup>4</sup> (D)	Source Offset <sup>5</sup> ( $X_1$ )	Receiver Spacing ( $dx$ )	
					24-ch*	48-ch
≤ 1.0	≤ 1 <b>(1)**</b>	4.5-100 <b>(40)</b>	1-3 <b>(2.0)</b>	0.2-3.0 <b>(0.4)</b>	0.05-0.1 <b>(0.1)</b>	0.02-0.05 <b>(0.05)</b>
1-5	1-5 <b>(5)</b>	4.5-40 <b>(10)</b>	1-15 <b>(10)</b>	0.2-15 <b>(2)</b>	0.05-0.6 <b>(0.5)</b>	0.02-0.3 <b>(0.25)</b>
5-10	5-10 <b>(10)</b>	≤ 10 <b>(4.5)</b>	5-30 <b>(20)</b>	1-30 <b>(4)</b>	0.2-1.2 <b>(1.0)</b>	0.1-0.6 <b>(0.5)</b>
10-20	≥ 10 <b>(20)</b>	≤ 10 <b>(4.5)</b>	10-60 <b>(30)</b>	2-60 <b>(10)</b>	0.4-2.5 <b>(1.5)</b>	0.2-1.2 <b>(1.0)</b>
20-30	≥ 10 <b>(20)</b>	≤ 4.5 <b>(4.5)</b>	20-90 <b>(50)</b>	4-90 <b>(10)</b>	0.8-3.8 <b>(2.0)</b>	0.4-1.9 <b>(1.5)</b>
30-50	≥ 10 <b>(20)</b> or passive	≤ 4.5 <b>(4.5)</b>	30-150 <b>(70)</b>	6-150 <b>(15)</b>	1.2-6.0 <b>(3.0)</b>	0.6-3.0 <b>(2.0)</b>
> 50	≥ 10 <b>(20)</b> or passive	≤ 4.5 <b>(4.5)</b>	> 50 <b>(150)</b>	> 10 <b>(30)</b>	> 2.0 <b>(6.0)</b>	> 1.0 <b>(4.0)</b>

I dati acquisiti sono stati elaborati con il software Surfseis V. 4.02 (Kansas University, USA), che analizza la curva di dispersione sperimentale per le onde di Rayleigh. L'inversione numerica della curva, secondo un processo iterativo ai minimi quadrati, consente di ottenere un profilo di velocità delle onde di taglio nel sottosuolo.

#### 4 NORMATIVA SISMICA VIGENTE

La normativa vigente individua come parametro di riferimento per la classificazione sismica dei suoli la velocità media di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità dal piano campagna ( $V_{s30}$ ) e viene calcolato mediante la formula:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

$h_i$  = spessore dello strato i-esimo (espresso in m)  
 $V_i$  = velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio  $\gamma < 10^{-6}$ ) dello strato i-esimo (espresso in m/s)  
 $N$  = numero totale di strati presenti nei primi 30 m di suolo

Nella Tabella 2 riportata nella pagina seguente, si presenta la classificazione sismica prevista dal Decreto Ministeriale del 14.01.2008 (T.U. costruzioni).

**Tabella 2 - Classificazione del tipo di suolo secondo la vigente normativa sismica italiana**

TIPO DI TERRENO	PROFILO STRATIGRAFICO	PARAMETRI		
		$V_{s30}$ [m/s]	$N_{SPT}$	$C_u$ [kPa]
<b>A</b>	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3 m	<b>&gt; 800</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	<b>&lt; 800</b> <b>&gt; 360</b>	<b>&gt; 50</b>	<b>&gt; 250</b>
<b>C</b>	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	<b>&lt; 360</b> <b>&gt; 180</b>	<b>&lt; 50</b> <b>&gt; 15</b>	<b>&lt; 250</b> <b>&gt; 70</b>
<b>D</b>	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati, o terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	<b>&lt; 150</b>	<b>&lt; 15</b>	<b>&lt; 70</b>
<b>E</b>	Terreni dei sottosuoli tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_{s30} > 800$ m/sec)			
<b>S1</b>	Depositi di terreni che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di <u>torba o di argille altamente organiche</u>	<b>&lt; 100</b>		<b>&lt; 20</b> <b>&gt; 10</b>
<b>S2</b>	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti			

In merito alla categoria E, secondo quanto indicato nel *Quaderno di approfondimento alle Linee Guida NTC 08* ad opera del Gruppo Interregionale dell'Ordine dei Geologi, appare poco cautelativo individuare nei suoli tipo C e D, aventi  $V_{s30}$  inferiori a 360 m/s, i terreni "pericolosi", senza un riferimento specifico al contrasto di rigidezza sismica tra copertura e bedrock: coperture anche più "veloci" delle categorie C e D possono risultare ugualmente pericolose in funzione di una velocità del bedrock superiore agli 800 m/s. In quest'ottica possono risultare di grande aiuto anche le misure di rumore sismico ambientale a stazione singola.

Partendo dal presupposto che il contrasto minimo di velocità sismica per entrare in categoria di sottosuolo E vale  $V_{contr} = 800/360 \approx 2.2$ , è ragionevole assumere, in presenza di spessori della copertura  $\leq 20$  m anche con velocità superiore a 360 m/s ma con contrasto di velocità  $V_{contr} \geq 2.2$ , categoria di sottosuolo E.

## 5 RISULTATI DELLA PROVA MASW

L'analisi del profilo stratigrafico, riportato in Allegato A – pag. 2, evidenzia un assetto sismo-stratigrafico descritto nella tabella seguente.

Livello	Profondità [m da p.c.]	Descrizione	Velocità Vs [m/s]
1	0 ÷ 6	Livello superficiale costituito da terreni a rigidità bassa	260 ÷ 300
2	6 ÷ 30	Livello sottostante costituito da materiali da scarsamente a mediamente addensati, con rigidità crescente con la profondità	340 ÷ 590

Il valore di  $V_{s30}$  calcolato al piano campagna è pari a 365 m/s. Pertanto è possibile definire il contesto geotecnico esaminato come suolo di classe sismica "B".

$V_{s30}$ [m/s]	Classe di suolo	Profilo stratigrafico
365	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

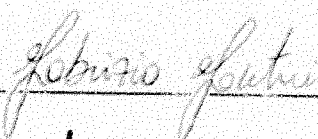
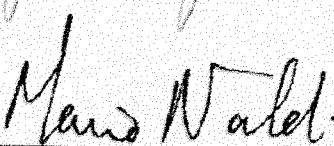
Techgea S.r.l.

Relazione redatta da:

Dott. Ing. Fabrizio Fantini

Controllata da:

Dott. Geol. Mario Naldi

**ALLEGATO A**  
**Certificato esito prova MASW**



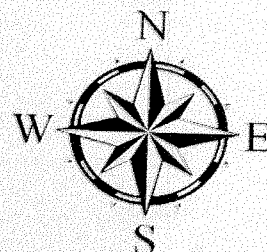
COMMITTENTE	Dott. Geol. Laura Sportaiuolo
RELAZIONE	2891/14
LOCALITA'	Via della Bassa, Orbassano (TO)
DATA	Ottobre 2014



ALLEGATO A

Pagina 1

### UBICAZIONE INDAGINE MASW

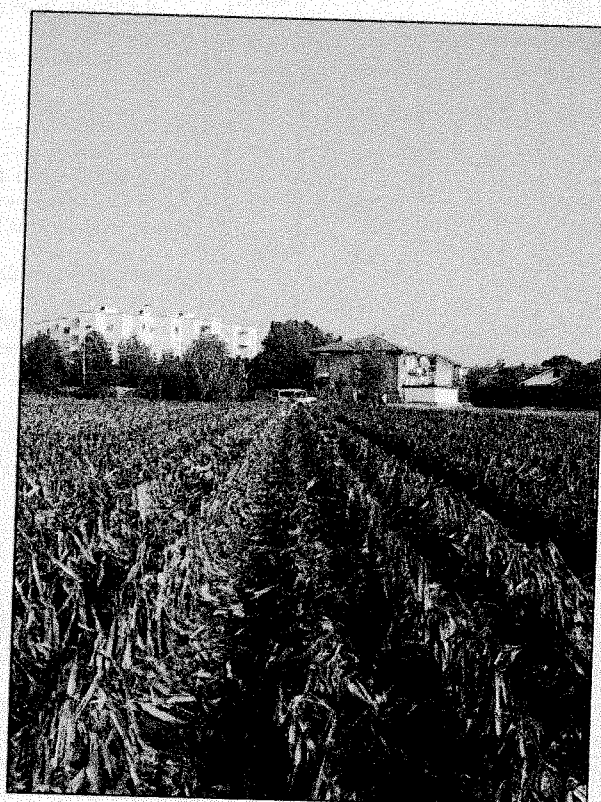



### LEGENDA

- Stendimento linea MASW
- Centro linea MASW  
Ubicaz. profilo  $V_{s30}$

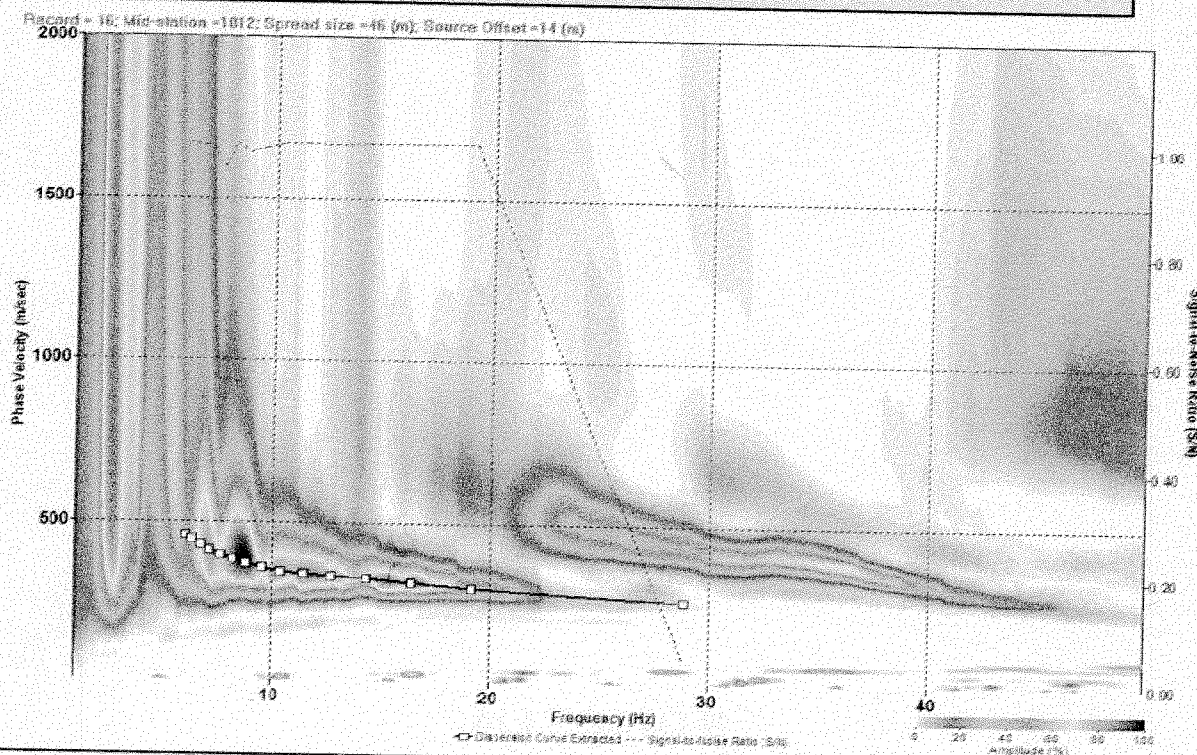
Ubicazione centro MASW	
Coordinate UTM WGS84	
Zona	32T
EST	385066
NORD	4984012

### DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



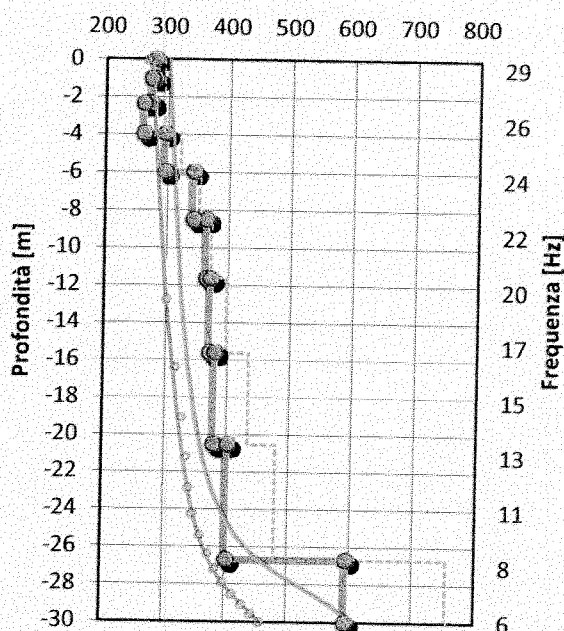
COMMITTENTE	Dott. Geol. Laura Sportaiuolo	SISMOGRAFO	DAQ LINK III	
RELAZIONE	2891/14	GEOFONI	24 (freq. 4.5 Hz)	
LOCALITA'	Via della Bassa, Orbassano (TO)	ACQUISITION TIME	1.0 s	ALLEGATO A
DATA	Ottobre 2014	SAMPLE INTERVAL	0.250 ms	Pagina 2

### PROVA MASW - SPETTRO IN FREQUENZA E CURVA DI DISPERSIONE ESTRATTA



### PROFILO DI VELOCITA' DELLE ONDE DI TAGLIO

Velocità onde di taglio  $V_s$  [m/s]



#### LEGENDA

##### Modello di velocità $V_s$

- $V_s$  iniziale
- $V_s$  finale

##### Curva di dispersione $V_{fase}/f$

- Curva di disp. iniziale
- Curva di disp. Finale
- Modo fond. misurato

#### MODELLO $V_s$ A 10 STRATI

Strato	Profondità [m]		$V_s$ [m/s]
	da	a	
1	0.0	-1.0	279
2	-1.0	-2.3	273
3	-2.3	-3.9	261
4	-3.9	-6.0	296
5	-6.0	-8.5	342
6	-8.5	-11.6	364
7	-11.6	-15.6	371
8	-15.6	-20.5	379
9	-20.5	-26.7	401
10	-26.7	-30.0	594

Codice di calcolo: SurfSeis 4.02

SUOLO	DESCRIZIONE GEOTECNICA	$V_{s30}$ [m/s]
<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	365 (media pesata sugli spessori compresi tra 0 e -30 m)



## **ALLEGATO B**

### **Cenni sulla metodologia MASW**

## CENNI TEORICI SULLA METODOLOGIA DI INDAGINE MASW

La propagazione delle onde di Rayleigh in un mezzo verticalmente eterogeneo è un fenomeno multimodale: data una determinata stratigrafia, in corrispondenza di una certa frequenza, possono esistere diverse lunghezze d'onda. Di conseguenza, ad una determinata frequenza possono corrispondere diverse velocità di fase, ad ognuna delle quali corrisponde un modo di propagazione e differenti modi di vibrazione possono esibirsi simultaneamente.

La curva di dispersione ottenuta elaborando i dati derivanti dalle indagini sismiche col metodo SWM (Surface Waves Multichannel) è una curva apparente derivante dalla sovrapposizione delle curve relative ai vari modi di vibrazione, e che, per i limiti indotti dal campionamento, non necessariamente coincide con singoli modi nei diversi intervalli di frequenza campionati.

Il processo di caratterizzazione basato sul metodo delle onde superficiali, schematizzato nelle Figure 1, 2 e 3, può essere suddiviso in tre fasi:

- 1) Acquisizione dati (Figura 1);
- 2) Elaborazione dati (Figura 2);
- 3) Inversione numerica (Figura 3).

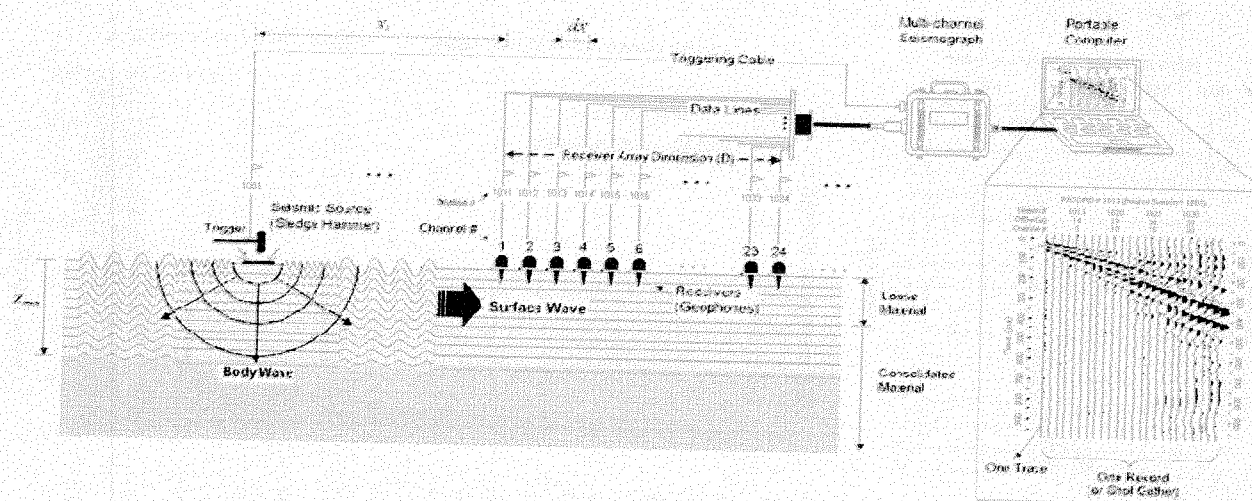


Figura 1 - Schema di acquisizione dati MASW

I dati acquisiti vengono sottoposti ad una fase di processing che consente di stimare la curva di dispersione caratteristica del sito in oggetto ovvero, la velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza (il codice di calcolo utilizzato è SurfSeis® versione 4.0.2, Kansas University

Esistono diverse tecniche di processing per estrarre dai sismogrammi le caratteristiche dispersive del sito. La metodologia più diffusa è l'analisi spettrale in dominio f-k (frequenza-numero d'onda). I dati sismici registrati vengono sottoposti a una doppia trasformata di Fourier che consente di passare dal dominio x-t (spazio tempo) al dominio f-k. Lo spettro f-k del segnale consente di ottenere la curva di dispersione delle onde di Rayleigh, nell'ipotesi che, nell'intervallo di frequenze analizzato, le onde che si propagano con il maggiore contenuto di energia siano proprio le onde di Rayleigh, e che le caratteristiche del sito siano tali da consentire la propagazione delle onde superficiali, nonché un comportamento dispersivo delle stesse.



Si dimostra infatti che la velocità delle onde di Rayleigh è associata ai massimi dello spettro f-k; si può ottenere facilmente una curva di dispersione individuando ad ogni frequenza il picco spettrale, al quale è associato un numero d'onda k e quindi una velocità delle onde di Rayleigh  $V_R$ , determinabile in base alla teoria delle onde dalla relazione:

$$V_R(f) = 2\pi f/k$$

Riportando le coppie di valori ( $V_R, f$ ) in un grafico, si ottiene la curva di dispersione utilizzabile nella successiva fase di inversione (Figura 2). La fase di inversione deve essere preceduta da una parametrizzazione del sottosuolo, che viene di norma schematizzato come un mezzo visco-elastico a strati piano-paralleli, omogenei ed isotropi, nel quale l'eterogeneità è rappresentata dalla differenziazione delle caratteristiche meccaniche degli strati.

Il processo di inversione è iterativo: a partire da un profilo di primo tentativo, costruito sulla base di metodi semplificati, ed eventualmente delle informazioni note a priori riguardo la stratigrafia, il problema diretto viene risolto diverse volte variando i parametri che definiscono il modello. Il processo termina quando viene individuato quel set di parametri di modello che minimizza la differenza fra il set di dati sperimentali (curva di dispersione misurata) e il set di dati calcolati (curva di dispersione sintetica). Usualmente, algoritmi di minimizzazione ai minimi quadrati vengono utilizzati per automatizzare la procedura (Figura 3).

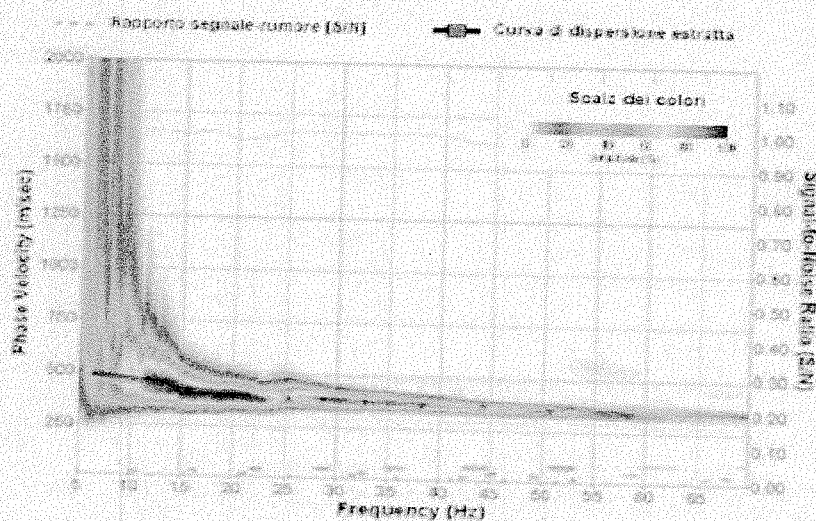


Figura 2 - Curva di dispersione della velocità Vs in funzione della frequenza e della velocità di fase

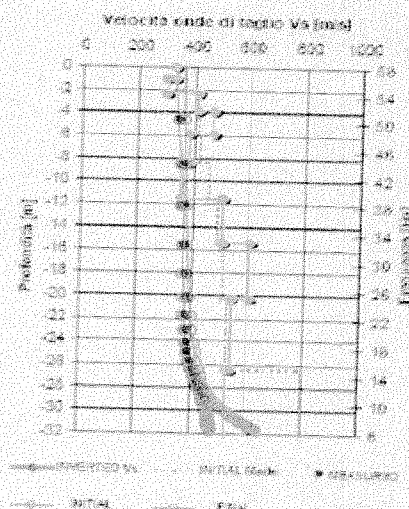


Figura 3 - Modello di propagazione delle velocità delle onde Vs