

COMUNE DI BARDONECCHIA
Città Metropolitana di Torino



Manutenzione straordinaria
impianto natatorio comunale sito in via Mallen n. 2

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

RGLGT

Strutture

Relazione Geologica e Geotecnica

Redattore: dott.geol. Gola Fabrizio, viale Diaz, 32 - Chieri (TO),
iscritto all'Ordine del Piemonte sez. A n. 277

Committente: Comune di Bardonecchia

Il R.U.P.: ing. CECCHINI Francesco

Scala:

Revisione:

01 07/01/2020

CIG: 7607104CCC

CUP: C37J18000070002

Data:

dicembre 2019

File:

PiscBardo Def-Ese RGLGT Relaz Geologica Geotecnica.pdf

Progettisti: raggruppamento temporaneo "Massara-Degiorgis-Fonte"

via G.Barbaroux, 13 - 10122 Torino Cell 3387750455 Email: marco@architettomassara.it

arch. MASSARA Marco Paolo (capogruppo)



ing. DEGIORGIS Luca



ing. FONTE Leonardo

Leonardo Fonte



Luca Degiorgis

dott. Fabrizio Gola
G E O L O G O



Regione Piemonte
Comune di Bardonecchia



PISCINA COMUNALE – VIA MALLEN 2

PROGETTO DI PLINTO DI FONDAZIONE GRU

RELAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA
(D.M. 11/03/88 – D.M. 17/01/18)

18 Ottobre 2019

geol. Fabrizio Gola



1. PREMESSA

La presente relazione espone i risultati dell'indagine, condotta ai sensi del vigente **D.M. 11/03/88** *"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle 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"* e del **D.M. 17/01/18** *"Aggiornamento alle Norme Tecniche delle Costruzioni"* mirante a verificare le caratteristiche geologiche-geotecniche e compatibilità idraulica del terreno interessato dal **"progetto di plinto di fondazione gru"** a servizio dei lavori di prevista esecuzione in corrispondenza della Piscina Comunale di Bardonecchia (TO) – via Mallen n.2 .

Nella presente relazione vengono presi in esame i seguenti aspetti geologici, geotecnici:

- caratterizzazione geotecnica dei terreni;
- caratterizzazione sismica del sottosuolo.

La campagna geognostica si è espletata mediante l'acquisizione di dati riferiti ai sondaggi a carotaggio a corredo del progetto di costruzione della piscina (Dicembre 1986); recente indagine sismica MASW (Gennaio 2019) a corredo dello studio di vulnerabilità sismica dell'edificio che ospita la piscina.

Le fonti dei dati acquisiti sono le seguenti:

Relazione Geotecnica AI STUDIO (1987) – Indagine MASW Studio D&M (2019).

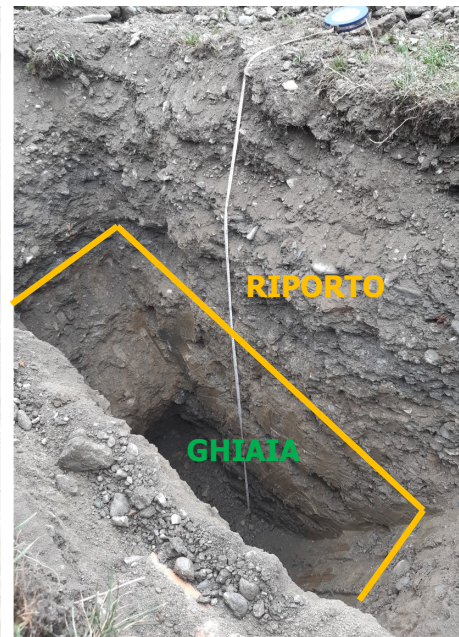
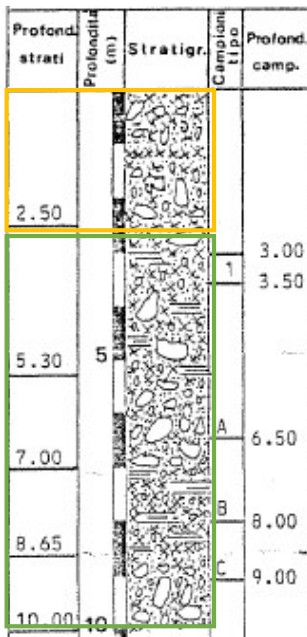
A cura dello scrivente è stato effettuato in data 20.09.2019 uno scavo mediante pala meccanica fino alla max profondità di -3 m dal p.c. oltre la profondità di imasamento del plinto della gru (a circa -1,8 m).

Sulla base della **D.G.R. n. 4-3084 del 12 dicembre 2011** *"D.G.R. n. 11-13058 del 19/01/2010. Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese"* pubblicata sul B.U.R. n°50 del 15/12/11 il territorio comunale di Bardonecchia ricade in **zona 3**.

3. STRATIGRAFIA DI DETTAGLIO

La ricostruzione litostratigrafica superficiale è stata effettuata sulla base dei risultati delle dello scavo esplorativo, risultate congruenti con i dati già a disposizione (stratigrafia sondaggi a carotaggio del 1986).

Si rilevano spessori differenti dello strato superficiale ricondotto a "riporto" rispetto al materasso ghiaioso di base costituente la successione alluvionale descritta nei sondaggi a carotaggio.



Stratigrafia pozzetto:

da p.c. a -0,9 m riporto con frammenti di mattone

da -0,9 a -3,0 m ghiaia e blocchi diam. 10/20 cm in matrice fine sabbiosa

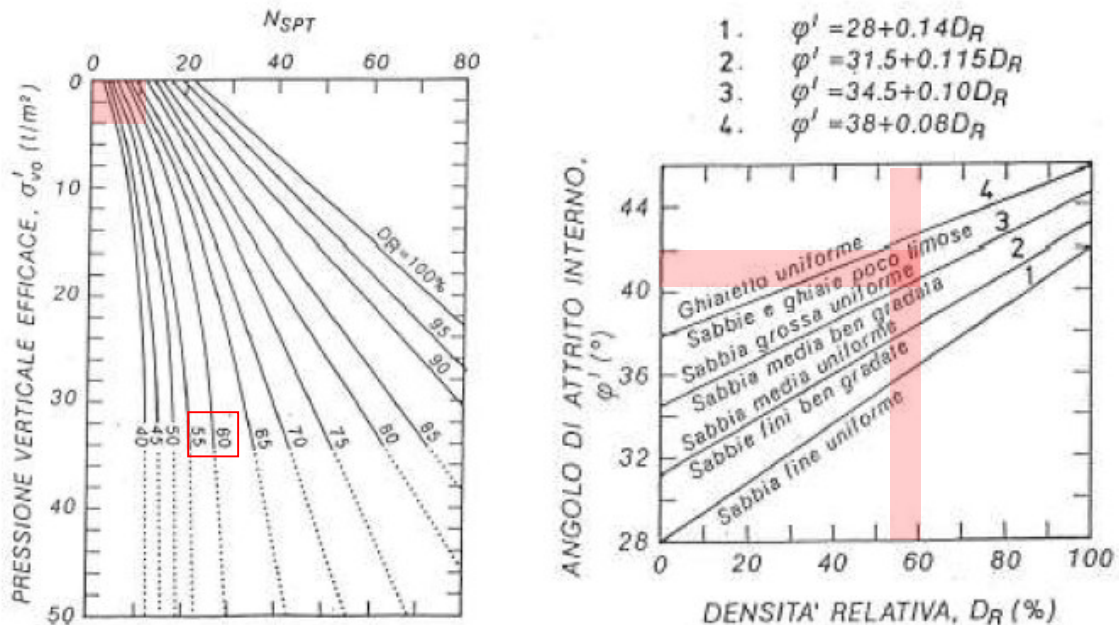


Dal punto di vista geotecnico la caratterizzazione mediante prove SPT (fonte: sondaggi 1986) è la seguente:

Sondaggio	Profondità (m)	Risultato	N _{SPT}
S1	3.00	6/9/8	17
	4.50	1/1/3	4
	6.00	3/7/6	13
	9.00	18/50 R	R
S2	3.50	2/5/6	11
	6.00	6/7/7	14
	9.00	24/30/41	71

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si è ritenuto corretto definire "una stratigrafia geotecnica" cercando di individuare materiali con comportamento meccanico simile e di utilizzare per essi parametri rappresentativi di una situazione "media" e piuttosto conservativa: la parametrizzazione è stata condotta adottando le correlazioni esistenti in letteratura fra N_{SPT} e densità relativa (D_r) [Gibbs e Holtz, 1957], fra angolo di attrito (ϕ') e densità relativa (D_r) [Schmertmann, 1977].



abachi di correlazione N_{SPT} e densità relativa (D_r) e angolo di attrito (ϕ') e densità relativa (D_r)

Alla quota -1,8 m (ghiaie o ghiaie sabbiose, con locale presenza di blocchi diam. 10/20 cm)

γ_n = peso di volume naturale = 20,0 kN/m³

c' = coesione efficace = 0,00 kg/cm²

D_r = grado di addensamento = 55÷60%

ϕ'_p = resistenza al taglio di picco = 40°÷42°

ϕ'_{cv} = resistenza al taglio a volume costante = 33°

N_{SPT} = resistenza penetrometrica standard = 11 colpi/piede *

[*] valore medio assunto sulla base delle SPT in foro di sondaggio S1 ed S2 citati nel testo]

4.1 Caratterizzazione sismica

In riferimento al D.M. 17 Gennaio 2018 " *Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni*", la suddetta stratigrafia e le relative caratteristiche geotecniche consentono di inquadrare il sedime nell'ambito della **categoria di profilo stratigrafico del suolo**

di fondazione di tipo B "*Depositi di terreni a grana grossa addensati o terreni a grana fina consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s*".

PROVA A

$$VS,30 = VS,eq = 392 \text{ m/s}$$

Prova B

$$VS,30 = VS,eq = 388 \text{ m/s}$$

[fonte: indagini MASW Studio D&M - 2019]

Indicante una categoria del sottosuolo B

Considerato che l'area in esame è posta in Zona 3 della **D.G.R. n. 4-3084 del 12 dicembre 2011**, con categoria topografica T1 e sottosuolo di categoria B, i parametri da introdurre nei calcoli - considerando lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) - sono i seguenti:

caratterizzazione sismica locale

- a_g = accel. orizz. max attesa su sito di riferimento rigido = 0,106
- S_s = amplificazione stratigrafica = 1,20
- S_t = amplificazione topografica = 1,00
- a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito = $1,246 \text{ m/s}^2 > 0,1g$
- β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0,240
- K_h = coefficiente per le azioni sismiche orizzontali = 0,030
- K_v = coefficiente per le azioni sismiche verticali = 0,015

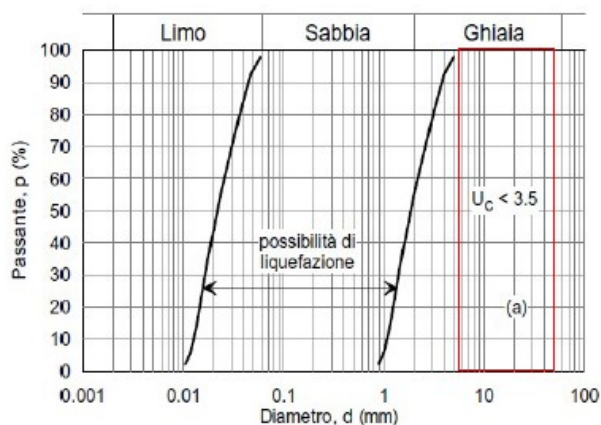
4.2 Verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione risulta necessaria in quanto - con riferimento al D.M. 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento alle Norme Tecniche per le Costruzioni" - l'accelerazione massima attesa al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) è maggiore di 0,1 g.

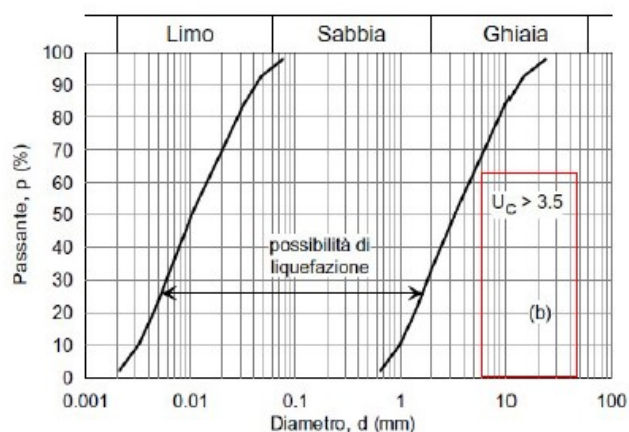
Per il seguente studio:

$a_{max} = 1,246 > 0,981$ [occorre procedere con le verifiche] secondo le NTC 2018

Occorre verificare che la distribuzione granulometrica sia esterna alle zone indicate nella Fig. (A) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. (B) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.



(Fig.A)



(Fig.B)

Alla luce delle attuali conoscenze stratigrafiche, la presenza di un substrato ghiaioso **non indurrebbe a liquefazione** (si evidenziano in rosso i campi di attribuzione delle ghiaie come da stratigrafia acquisita dai sondaggi a carotaggio e verificata in sito mediante il pozzetto esplorativo).

4.3 Tipologie fondazionali e capacità portante

E' stata nel seguito verificata la fondazione diretta a **plinto** di dimensioni 4,8 x 4,8 m immerso ad una profondità di -1,8 m.

La valutazione della capacità portante limite ed ammissibile del terreno è stata verificata utilizzando il metodo di verifica **D.M. 17/01/2018** nei confronti degli **stati limite ultimi (SLU)**, introducendo i fattori correttivi per l'**azione sismica**.

In particolare è stato preso in considerazione l'approccio:

Approccio 2 (A1+M1+R3) in cui le azioni di progetto in fondazione derivano da un'unica analisi strutturale svolta impiegando i coefficienti parziali del gruppo A1, i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (M1) sono unitari e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti γ_R del gruppo R3.

Sulla base delle previste azioni di progetto, si è proceduto al calcolo della capacità portante del terreno introducendo i coefficienti correttivi del termine M: si evidenzia quindi che le azioni di progetto E_d [la cui definizione è demandata al progettista] dovranno risultare inferiori alle capacità portanti ridotte dai relativi fattori di sicurezza R (ed indicate nel seguito come R_d).

I calcoli sono stati effettuati utilizzando il software DOLMEN: trattasi di un software per il calcolo del carico limite di fondazione su terreni sciolti secondo Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic e Brinch-Hansen e per il calcolo dei cedimenti con il loro decorso nel tempo.

Le verifiche sono state fatte adottando la soluzione di *BRINCH - HANSEN [1970]*; affinché una fondazione possa resistere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo), deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_d = R_d$$

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

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

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

dove:

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

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

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi'$$

s_c , s_q e s_γ sono i fattori di forma:

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

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

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

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

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

i_q e i_c sono i fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

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

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

i_q , i_c e i_γ sono i fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

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

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

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

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen). Infine, per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z di Paolucci e Pecker:

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

dove k_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Le verifiche effettuate utilizzando il metodo precedentemente descritto hanno fornito i valori R_d per la verifica allo stato limite ultimo (SLU) riportati nella tabella seguente.

PORTANZA AMMISSIBILE VERIFICATA A ROTTURA

	Approccio 2	
	$Q_{\text{lim.}}$ (kPa)	R_d (kPa)
Plinto 4,8 x 4,8 m	1269	552

Si può assumere un valore di **capacità portante** verificato a rottura di **5,5 kg/cm²**

La verifica nei confronti degli Stati Limite di Esercizio (SLE) è stata eseguita con il medesimo programma, utilizzando il metodo di calcolo di *BURLAND e BURBIDGE* [1984]. Il programma infatti permette, qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche, di effettuare il calcolo dei cedimenti con il metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità I_c al risultato N delle prove penetrometriche dinamiche. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

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

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

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

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

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

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

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

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

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

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

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

con:

t = tempo in anni > 3;

R3 = costante pari a 0,3 per carichi statici e 0,7 per carichi dinamici;

R = 0,2 nel caso di carichi statici e 0,8 per carichi dinamici.

Nei calcoli dei cedimenti è stato utilizzato:

un valore di **N_{av} = 11** colpi/piede

La verifica ha fornito i seguenti valori di cedimento per l'effetto delle azioni di progetto (assunte comprese fra 1,0 e 2,0 kg/cm²)

Tipologia fondazionale	S _{imm} (mm)	S _{max} (mm)	Q _{es} (kg/cm ²)
Plinto: B=4,8 m	13,6	20,4	1,0
Plinto: B=4,8 m	22,5	33,8	1,5
Plinto: B=4,8 m	31,4	47,2	2,0

Per pressioni al suolo < 5,2 kg/cm² comprese fra 1,0 e 2,0 kg/cm² i cedimenti attesi (immediati) sono dell'ordine di 13÷31 mm.

Non si prevedono interferenze con la falda freatica superficiale.

L'esame condotto nei capitoli precedenti permette quindi di esprimere un giudizio positivo circa la fattibilità geologico-tecnica e la compatibilità idrogeologica degli interventi in progetto.

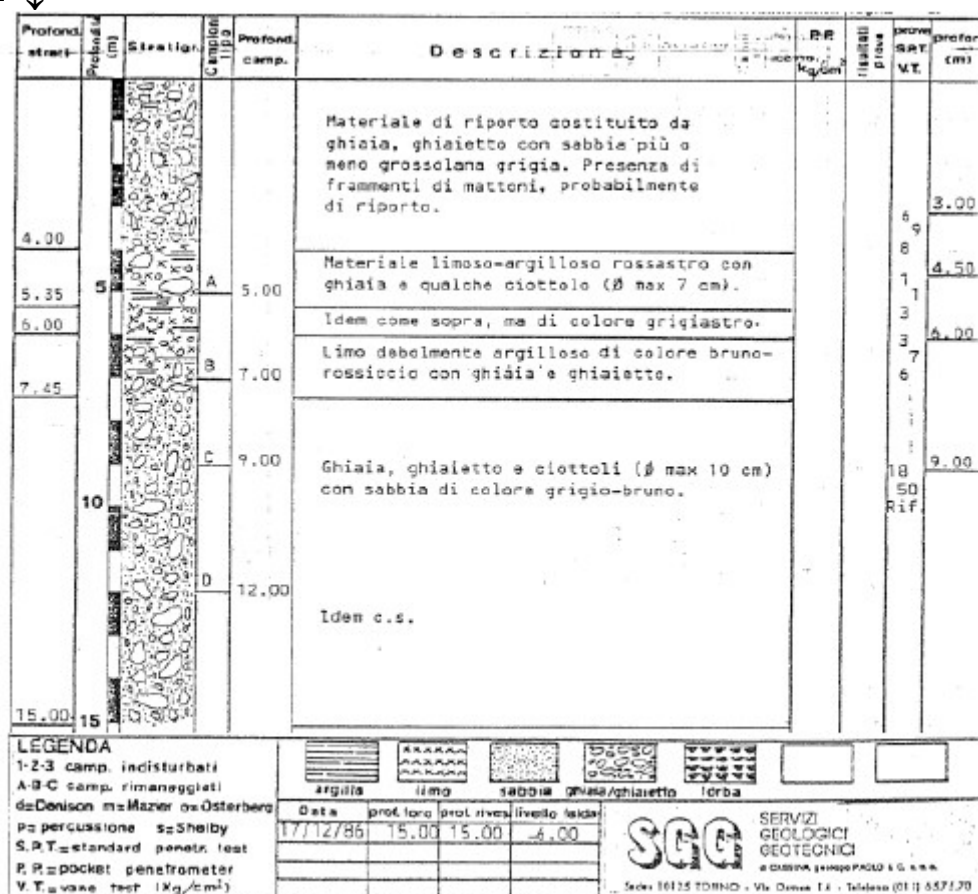
Chieri, 18 ottobre 2019

geol. Fabrizio Gola
GOLA SCALBI
 GEOLOGICAL GROUP



ALLEGATO 1 – stratigrafia sondaggi a carotaggio (1986)

S1 ↓

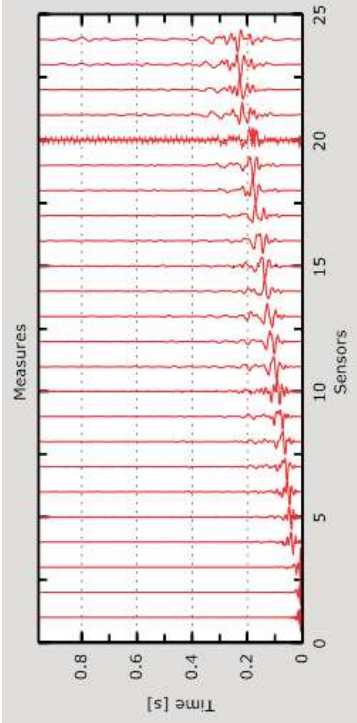


S2 ↓

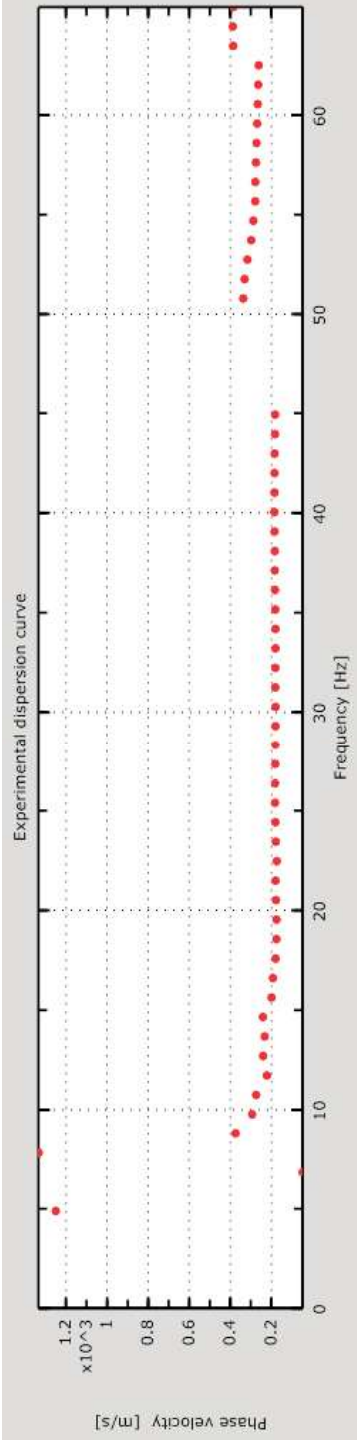


ALLEGATO 2 – indagine geofisica MASW (2019)

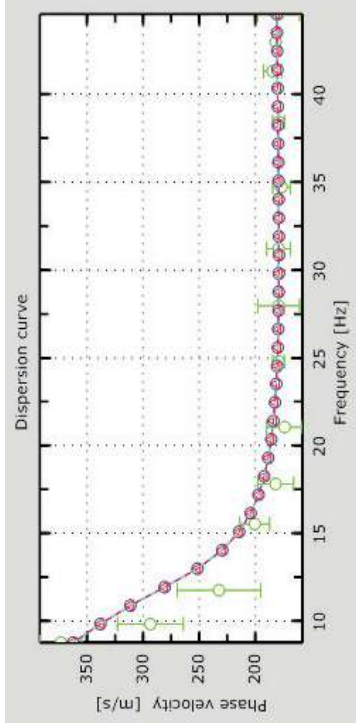
Tracce acquisizioni



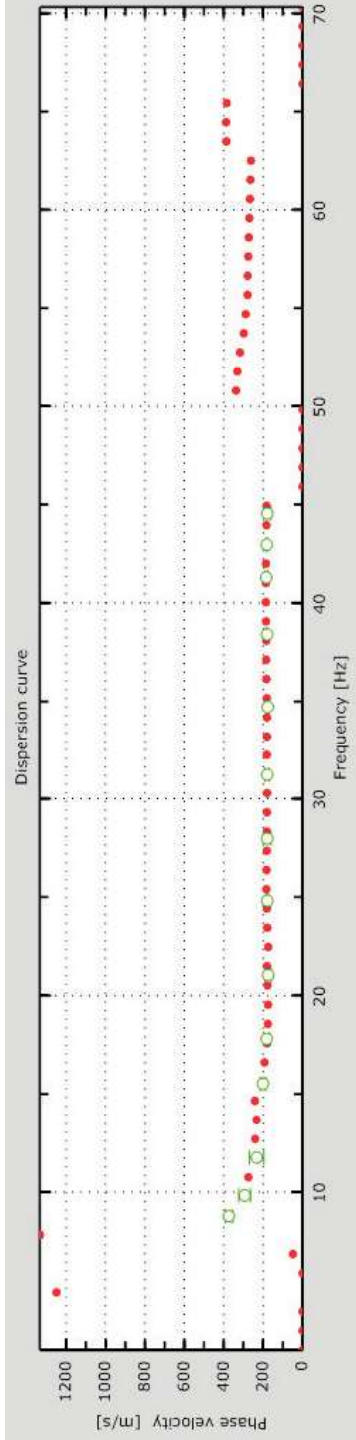
Curva di dispersione sperimentale



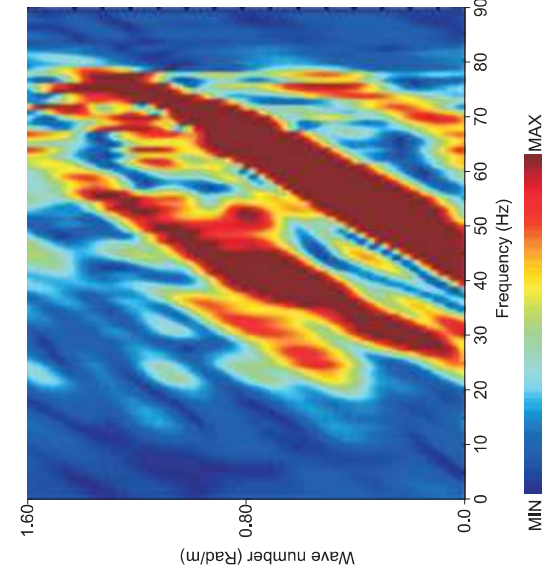
Curve di dispersione elaborate



Curva di dispersione

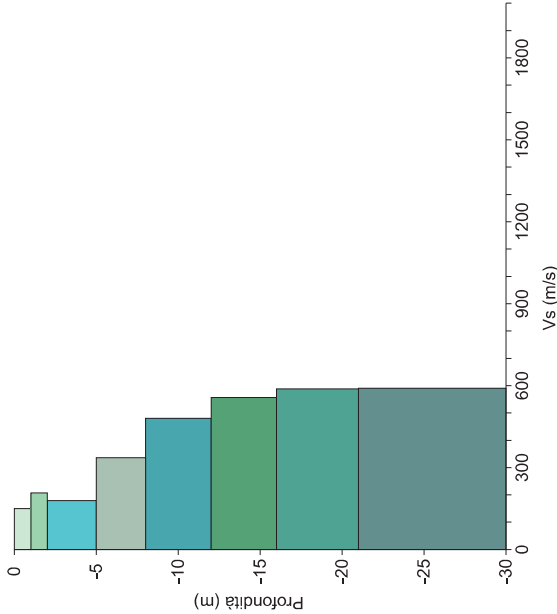


Spettro f/k



CLASSIFICAZIONE SISMICA

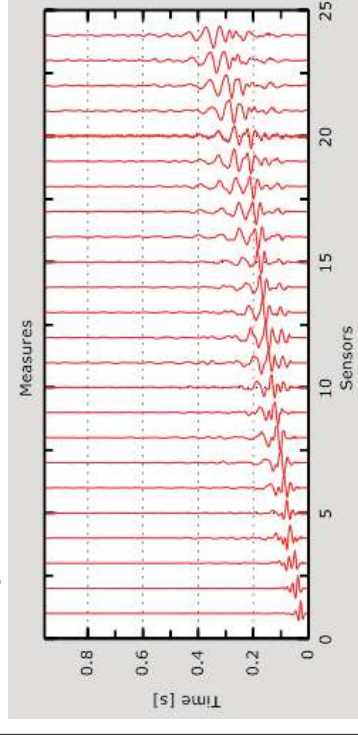
Strato	Profondità (m)		Vs (m/s)	
	da	a		
1	0.0	-1.0	150	
2	-1.0	-2.0	207	
3	-2.0	-5.0	179	
4	-5.0	-8.0	336	
5	-8.0	-12.0	480	
6	-12.0	-16.0	556	
7	-16.0	-21.0	582	
8	-21.0	-30.0	590	



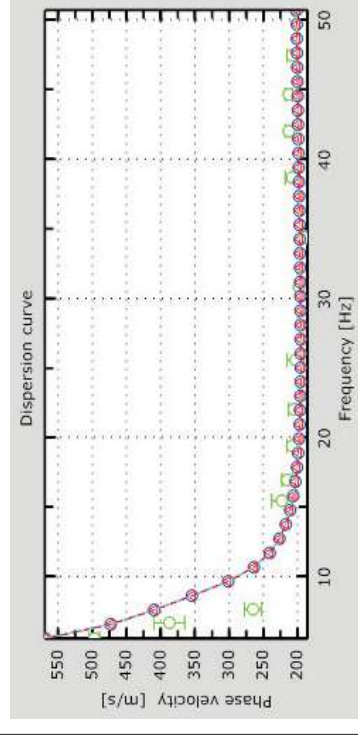
Vs30 = 392 m/s
Vs,eq = 392 m/s
Categoria di sottosuolo B
D.M. 17/01/2018

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

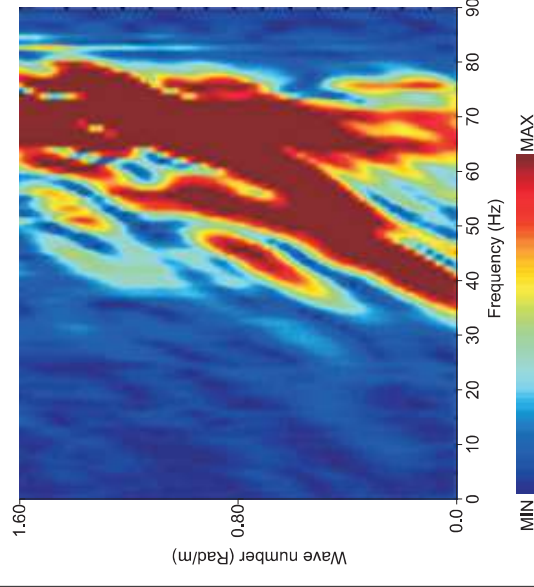
Tracce acquisizioni



Curve di dispersione elaborate

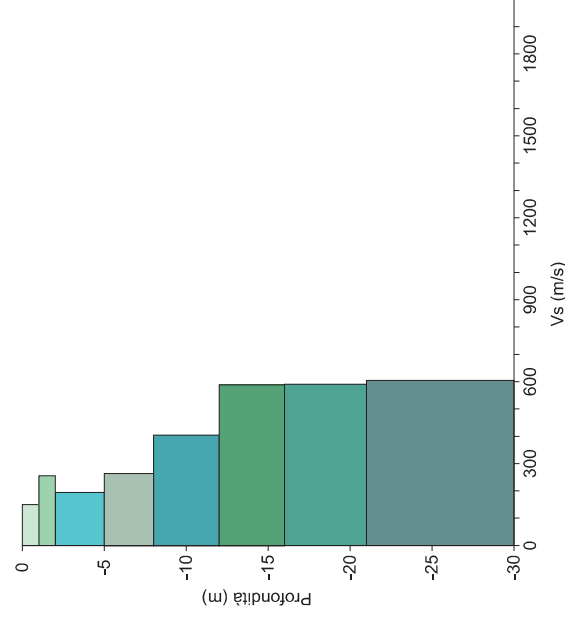


Spettro f/k

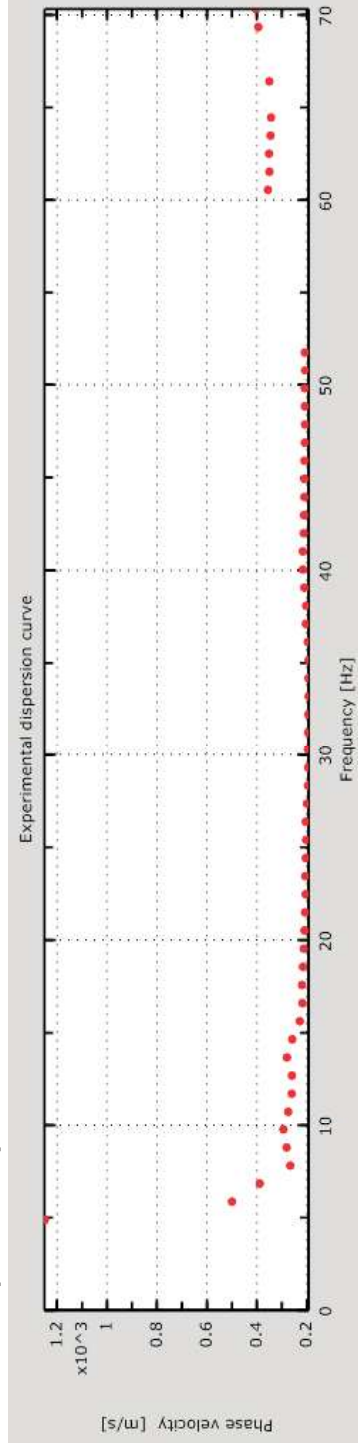


CLASSIFICAZIONE SISMICA

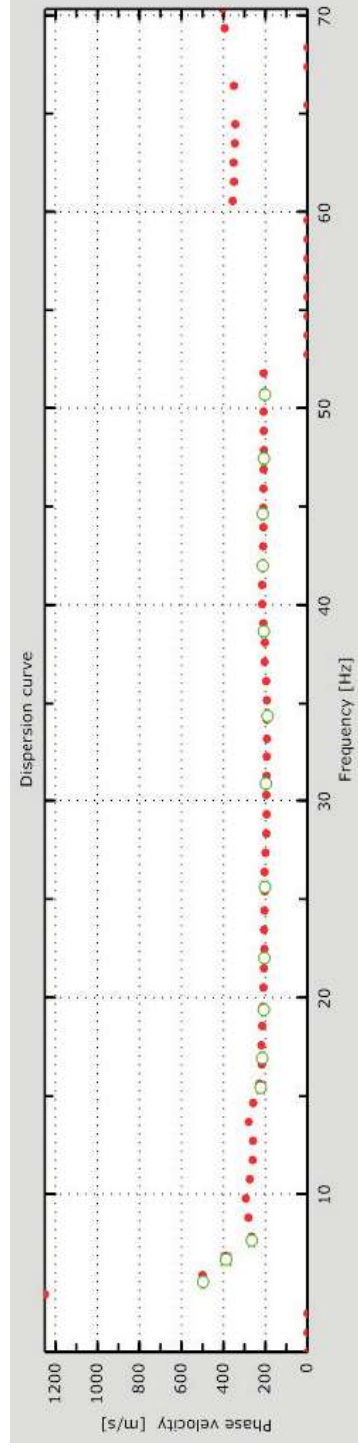
Strato	Profondità (m)	Vs (m/s)
1	0.0 -1.0	150
2	-1.0 -2.0	255
3	-2.0 -5.0	194
4	-5.0 -8.0	265
5	-8.0 -12.0	405
6	-12.0 -16.0	589
7	-16.0 -21.0	590
8	-21.0 -30.0	605



Curva di dispersione sperimentale



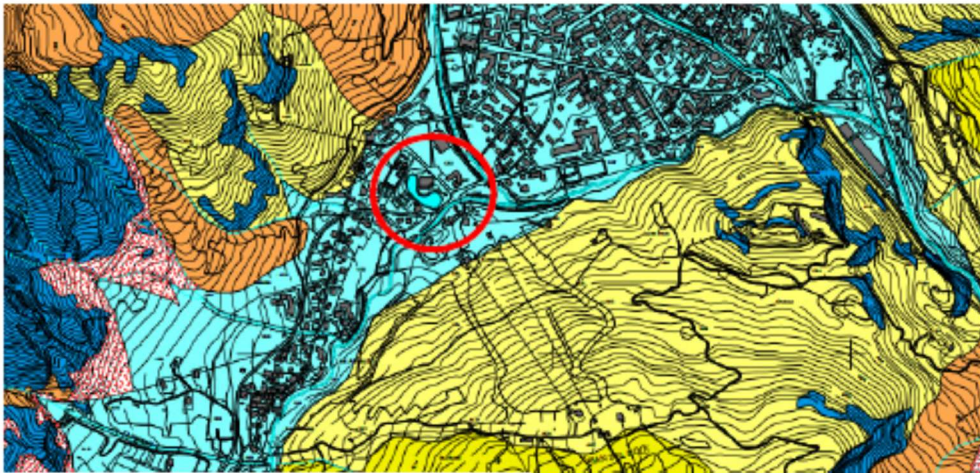
Curva di dispersione



Vs30 = 388 m/s
Vs,eq = 388 m/s
Categoria di sottosuolo B
D.M. 17/01/2018

Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

COROGRAFIA



DEPOSITI FLUVIALI

Depositi alluvionali presenti negli alvei attuali e costituenti fasce discontinue, con diversa estensione laterale, sospese rispetto ai corsi d'acqua principali. La litofacies comprende depositi ghiaiosi e ghiaio-sabbiosi localmente stratificati e con embiciatura dei ciottoli.



Depositi alluvionali di conoide costituiti da ghiaie ciottolose debolmente stratificate e comprendenti grossi blocchi. Al loro interno possono essere presenti intercalazioni di *diamicton* legate a fenomeni di *debris flow*.

PLEISTOCENE SUP. - ATTUALE

