

DOCUMENTO:

**RELAZIONE GEOLOGICA**

RIFERIMENTI NORMATIVI

**D.M. 14.01.2008 (N.T.C. P.TO 6.2.1)**

**D.G.R. IX/2616 30.11.2011**

DOCUMENTO:

**RELAZIONE GEOTECNICA**

RIFERIMENTI NORMATIVI

**D.M. 14.01.2008 (N.T.C. P.TO 6.2.2)**

TIPOLOGIA DI OPERA

**REALIZZAZIONE NUOVI FABBRICATI PRODUTTIVI AD ELEMENTI PREFABBRICATI**

PROVINCIA

**BRESCIA**

COMUNE

**FLERO**

VIA

**LEOPARDI**

RIFERIMENTI CATASTALI

**FOGLIO 1**

**MAPPALI 777-778-779-780-781-782-785**

DATA

**28 MARZO 2017**

COMMITTENTE

**LEOCADIA ZAMPEDRINI**

IL TECNICO

**DOTT. GEOL. STEFANO SALVI**



1. PREMESSA.....	3
2. MODELLO GEOLOGICO.....	4
3. INQUADRAMENTO URBANISTICO.....	7
4. MODELLO GEOTECNICO.....	10
5. SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO.....	15
6. VERIFICHE AGLI STATI S.L.U., S.L.V. E S.L.E.....	19
7. CONCLUSIONI.....	25

## TAVOLE E ALLEGATI

- a) *INDAGINE GEOFISICA **HVSR***
- b) *DIAGRAMMI E TABELLE PROVE **CPT***
- c) *DIAGRAMMI E TABELLE PROVE **CPTU***
- d) *DIAGRAMMI E TABELLE **DPSH***

## RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

### 1. PREMESSA

Su incarico dello Studio Tecnico Zampedrini con sede a Brescia in via Rizzo 20 e per conto della Sig.ra **Leocadia Zmpedrini** è stato eseguito uno studio finalizzato alla definizione delle caratteristiche geologiche dei terreni costituenti il sottosuolo di un lotto di terreno sito a **Flero (BS)** in via Leopardi e distinto ai **mappali 777-778-779-780-781-782-785** del **Foglio 1** del C.C. di **Flero (BS)** il quale sarà interessato dalla realizzazione nuovi fabbricati produttivi ad elementi prefabbricati.

La presente relazione geologica e geotecnica costituisce uno studio preliminare delle caratteristiche dell'ambiente sottosuolo e idrico, due componenti necessarie alla definizione dello stato dell'ambiente naturale all'interno del quale sarà inserita l'opera in progetto.

I criteri e le procedure adottati per la redazione della presente relazione consentono di definire il modello geologico e geotecnico di sito con un approfondimento adeguato alla fase preliminare di studio ed in conformità ai seguenti dispositivi:

- I. *paragrafo 6.2.1 del D.M. 14/01/2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";*
- II. *Deliberazione Giunta Regionale 30 novembre 2011 n. IX/2616.*

Lo studio dell'area è stato effettuato attraverso il reperimento e l'analisi delle fonti bibliografiche disponibili ed attraverso un rilievo in sito, atto ad inquadrare l'area dal punto di vista geologico e geomorfologico.

La campagna d'indagini in sito è stata concordata con il committente, il quale ha stabilito le risorse disponibili per la sua esecuzione sulla cui base lo scrivente ha formulato la proposta qui illustrata:

- n°1 prova penetrometrica statica con piezocono (**CPTU**);
- n°2 prove penetrometriche dinamiche super pesanti tipo Meardi Agi (**DPSH**);
- n°3 prove penetrometriche statiche con punta meccanica Begemann (**CPT**);
- n°1 indagine geofisica con tecnica **HVSR**.

Le indagini sono state articolate sull'area interessata dalla nuova struttura edificatoria e sono servite per la caratterizzazione lito-stratigrafica e la **parametrizzazione geotecnica dei terreni**, riferiti al volume significativo di sottosuolo, che verranno influenzati dalle opere di fondazione della nuova struttura: per le dimensioni e la tipologia della struttura si faccia riferimento alle tavole delle planimetrie, prospetti e sezioni dello Studio Zampedrini di cui sopra.

## 2. MODELLO GEOLOGICO

### 2.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO, GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'area di indagine si colloca nel Comune di Flero in provincia Brescia, in un lotto di terreno distinto ai mappali 777-778-779-780-781-782-785 del Foglio 1.



L'area oggetto dello studio si inquadra nella **pianura bresciana occidentale**, nell'area compresa tra il Fiume Oglio ad Ovest ed il Fiume Mella ad Est a Nord Ovest del Comune di Flero in un'area pianeggiante a circa **108 m s.l.m.**: è geograficamente rappresentata nella sezione **D6b2** della Carta Tecnica Regionale della Regione Lombardia (C.T.R. R.L.) alla scala 1:10.000.

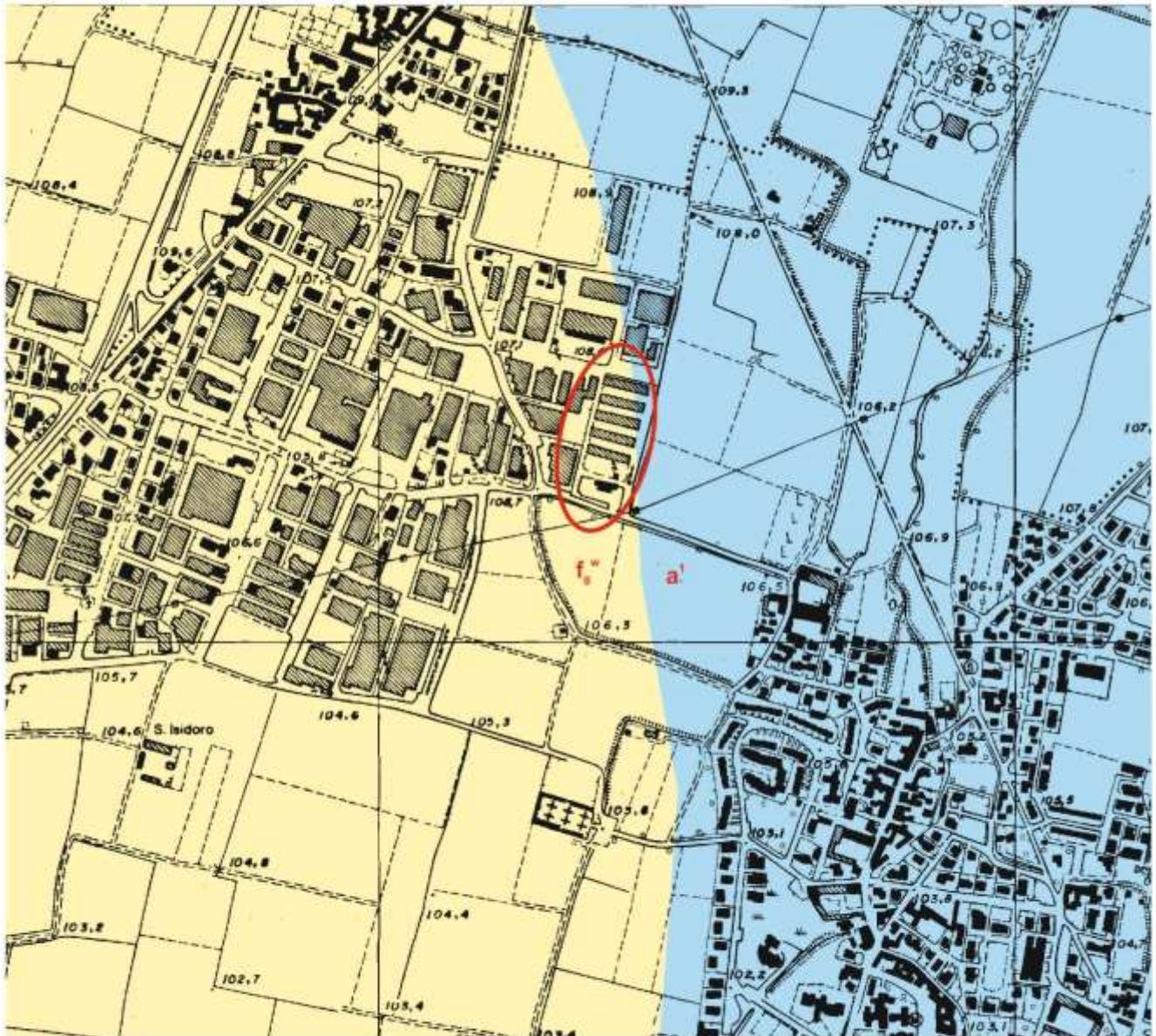
Il territorio comunale di Flero occupa una superficie di circa 9,87 km<sup>2</sup> e si colloca a Sud di Brescia in una zona completamente pianeggiante compresa tra una quota altimetrica di 95 m e di 109 m s.l.m. con un dislivello pari a 14,00 m.


L'evoluzione **geologica** della parte di pianura qui in esame è collegata allo sviluppo delle avanfosse alpina e appenninica, un grande bacino che durante il Pliocene e parte del Pleistocene risulta corrispondere ad un golfo occupato da acque marine e caratterizzato da successive ingressioni e regressioni del mare. Dal Pliocene ad oggi si è verificato pertanto un importante fenomeno di sedimentazione in presenza di una elevata subsidenza.


**CARTA GEOLOGICA** scala 1:10.000

(estratta dalla Carta Geologica d'Italia Foglio 47 "Brescia" della Carta 1:100.000 dell'IGM)

Sez. C.T.R. D6b2 base cartografica Carta Tecnico Regionale Lombardia (C.T.R. R.L.) Scala 1:10.0000



- OLOCENE**
- 

**a<sup>1</sup>** Alluvioni sabbioso ghiaiose, terrazzate, post glaciali antiche. Localmente possono essere comprese anche alluvioni corrispondenti alle fasi glaciali tardo wurmiane oppure alluvioni più recenti.
  - 

**f<sup>5</sup>** Alluvioni fluvio glaciali e fluviali, prevalentemente sabbiose e limose. Costituiscono la media pianura a valle della zone delle risorgive. (WURM)

 **SITO INVESTIGATO**

Nel corso del Pleistocene medio – superiore il bacino appare in gran parte colmato e divengono attivi i processi geomorfologici legati in particolare al reticolo idrografico.

In seguito la storia geologica dell'area in esame è caratterizzata nel Quaternario da ripetuti fenomeni di espansione e successivo ritiro dei ghiacciai.

In definitiva si può sintetizzare l'evoluzione plio - quaternaria della pianura padana dividendola in tre fasi:

- Fase del ritiro del mare e della sedimentazione di depositi continentali fluvio - lacustri, deltizi e di pianura costiera (Pliocene superiore – Pleistocene inferiore) su parte della pianura;
- Fase glaciale, comprende diverse fasi di crisi glaciale (pleistocene);
- Fase postglaciale, di sedimentazione alluvionale e di erosione (olocene).

L'area di nostro interesse è compresa nel "livello fondamentale della pianura" e comprende depositi di età e facie diverse. In seno a tale unità possiamo trovare sia i depositi dei terrazzi antichi, medio pleistocenici, sia i sedimenti fluvioglaciali e fluviali del Pleistocene superiore.

Quelli più antichi sono caratterizzati da sedimenti ghiaioso – sabbiosi.

All'interno del livello fondamentale della pianura possono essere distinte tre diverse facies sedimentarie: una a settentrione caratterizzata da depositi ghiaioso sabbiosi relativa a depositi tipo "braided", una facies sabbiosa legata a corsi d'acqua con andamento da sinuoso a meandriforme ed una facies limoso argillosa legata a processi di incisione.

Le forme generate dai processi esogeni di origine non antropica che sono visibili allo stato attuale sono pressoché inattive e talora relitte in quanto generate in seguito a portate fluviali molto superiori alle attuali e originate dallo scioglimento dei ghiacciai di età wurmiana.

La carta geologica di riferimento è la "Carta Geologica a scala 1:100.000 Foglio N. 47 "BRESCIA".

L'unità **idrogeologica** appartenente al sito in esame è definita come l'unità ghiaioso – sabbiosa ed è costituita dalle ghiaie e dalle sabbie dei sedimenti alluvionali recenti e di quelli fluvioglaciali wurmiani. Dal punto di vista litologico tali depositi sono caratterizzati da ciottoli, ghiaie e sabbie immersi in una matrice limoso argillosa o limoso sabbiosa.

L'andamento della superficie piezometrica mostra numerosi assi di drenaggio, una direzione di scorrimento preferenziale da Nord a Sud.

In quest'area la **soggiacenza della falda** oscilla mediamente in valori compresi tra **2,50 ÷ 3,50 m** ed all'atto delle prove in sito si è stata rilevata a **3 ÷ 3,60 m**.

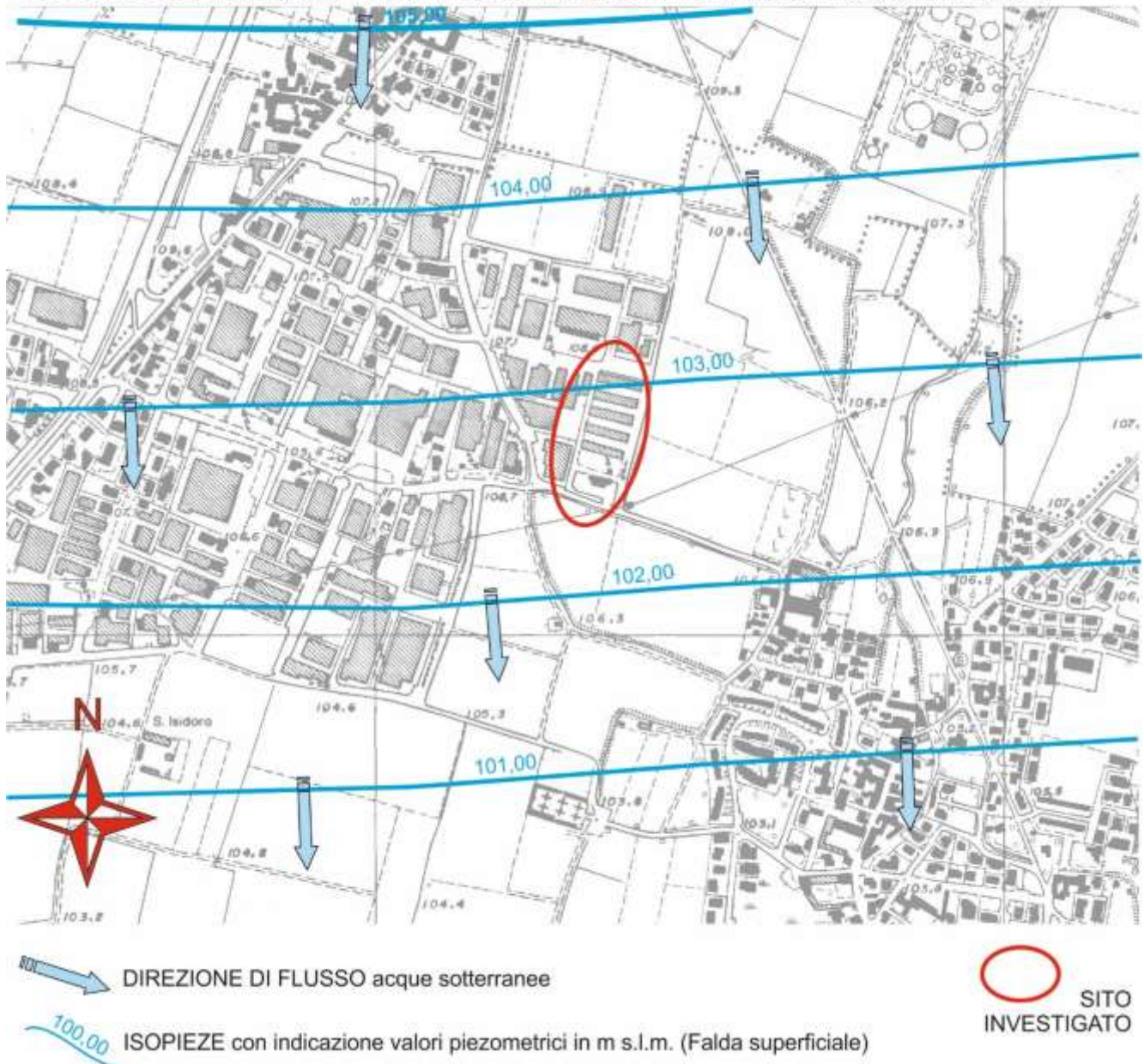
Il Fiume Oglio che ha inciso in maniera notevole la pianura alluvionale, trovandosi a quote decisamente inferiori rispetto al piano di campagna svolge, in questo settore, un'azione di drenaggio delle acque di falda. Lo stesso vale per il Fiume Mella il quale drena la falda pur scorrendo in un alveo

poco inciso il quale si trova quasi sempre a quote inferiori rispetto al livello piezometrico, generalmente prossimo al piano di campagna.

### CARTA PIEZOMETRICA

(dallo studio Idrogeologico della pianura bresciana tra il F. Oglio e Chiese) scala 1:10.000

Sez. C.T.R. D6b2 base cartografica Carta Tecnico Regionale Lombardia (C.T.R. R.L.) Scala 1:10.0000

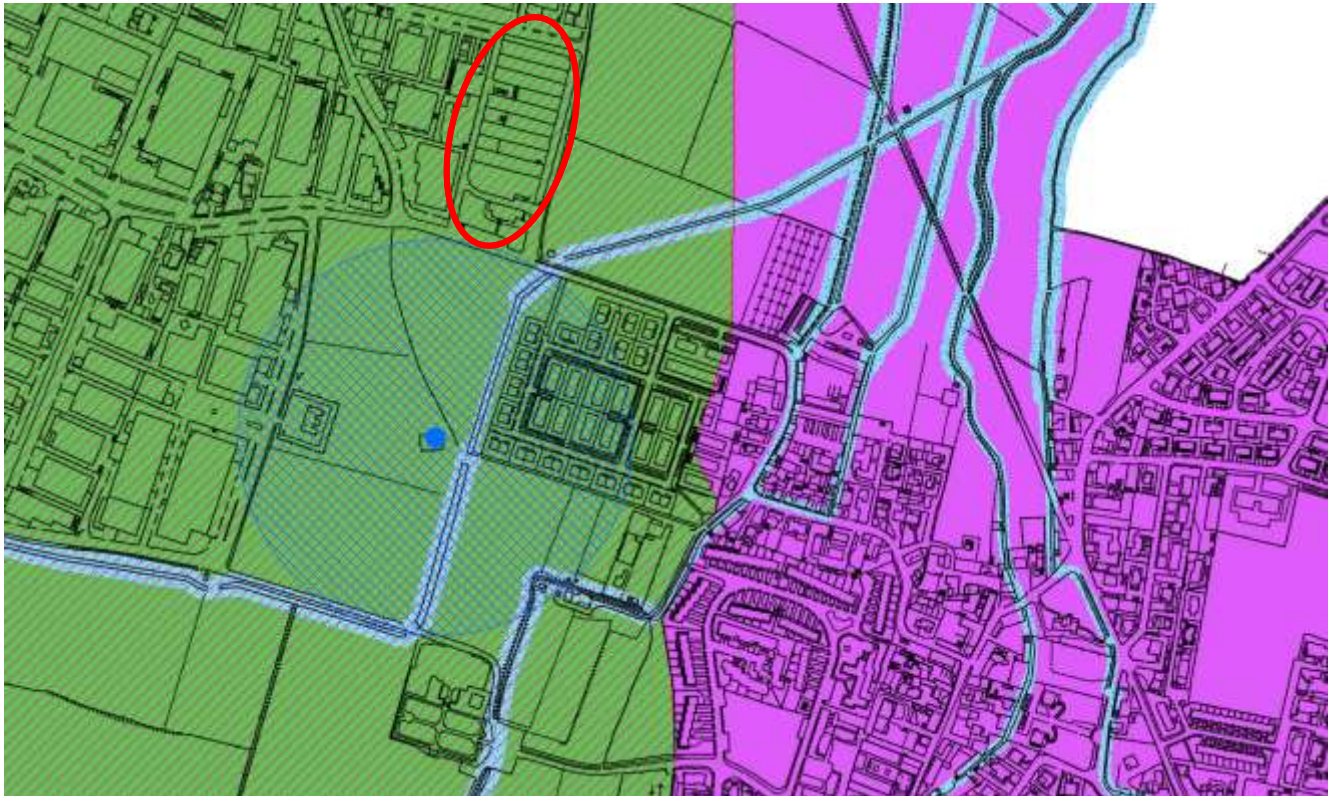


### 3. INQUADRAMENTO URBANISTICO DELL'AREA





La fase di progettazione preliminare e di valutazione della fattibilità dell'intervento ha previsto l'analisi delle limitazioni d'uso del territorio (vincoli) in particolare modo quelli descritti e presenti

nella relazione geologica a corredo del vigente **PGT** comunale e quelli relativi alla normativa sovraordinata (PTCP, Ambientale, Regionale e di Bacino).



### STRALCIO CARTA DEI VINCOLI COMUNE DI FLERO





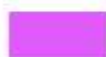

#### Vincoli di tipo idrogeologico

-  Area di tutela assoluta delle captazioni ad uso idropotabile
-  Area di rispetto delle captazioni ad uso idropotabile
-  Area adiacente ai corsi d'acqua per la manutenzione degli stessi (D.G.R. 7/13950 e R.D. n°368/1904)
-  Area allagabile in occasione di eventi meteorici eccezionali (Fascia C del PAI)

#### Aree che presentano scadenti caratteristiche geotecniche

-   Area prevalentemente limo-argillosa con limitata capacità portante (spessore 3-5m)

#### Aree vulnerabili dal punto di vista idrogeologico

-   Area a medio-bassa vulnerabilità degli acquiferi
-  Area ad alta e molto alta vulnerabilità degli acquiferi
-  Area con emergenze idriche diffuse (fontanili)

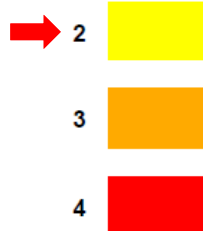


## STRALCIO CARTA FATTIBILITA' GEOLOGICA COMUNE DI FLERO

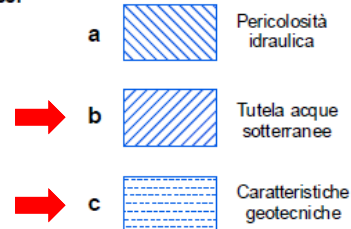


### Legenda

#### Classi di fattibilità



#### Sottoclassi



- Per il Comune di Flero non sono riportati nell'allegato A della D.G.R. n. 7/13950 corsi d'acqua appartenenti al reticolo idrico principale;
- L'area ricade immediatamente all'esterno della fascia C del PAI;
- L'area ricade immediatamente all'esterno della fascia di rispetto di un pozzo idropotabile;
- L'area, dal punto di vista idrogeologico, è considerata area a medio basso vulnerabilità degli acquiferi;
- Dalla visione della **Carta di Fattibilità Geologica** per le azioni di piano si evince che il sito in esame ricade in **classe 2**, (fattibilità con modeste limitazioni) e sottoclasse **b e c**;

- Secondo la carta di pericolosità sismica locale, l'area di studio ricade in zona **Z4a** (Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi fluvioglaciali granulari e/o coesivi) con **Fa > soglia comunale**.

Nello specifico, per la caratterizzazione della classe di sottosuolo è stata eseguita una indagine geofisica con tecnica **HVSR** la quale ha stimato una categoria di sottosuolo di **tipo C** secondo il secondo il D.M. 14.01.2008.

È stata successivamente eseguita una **analisi di II livello** la quale, applicando il criterio previsto dalla Normativa regionale, sulla base dell'andamento del profilo della velocità delle onde S ricavato con l'indagine geofisica, si è selezionata la scheda litologica sabbiosa.

Il periodo di oscillazione fondamentale della colonna lito-stratigrafica è stato misurato direttamente con l'indagine geofisica ed è risultato uguale a 0,21 s.

Utilizzando questo dato si sono ricavati i seguenti valori di Fa (fattori di amplificazione spettrali):

- Fa (nell'intervallo 0.1-0.5 s) =  $1.6 \pm 0.1 < 1.8$  (soglia comunale)
- Fa (nell'intervallo 0.5-1.5 s) =  $1.2 \pm 0.1 < 2.4$  (soglia comunale)

Questi valori sono stati confrontati con quelli di soglia previsti dalla Normativa regionale e nel caso di **sottosuolo di tipo C** si evince che per il sito in esame il valore di **Fa** calcolato per gli intervalli di periodo sopra considerati risulta **inferiore a quelli di soglia**, quindi in questo contesto potrà essere utilizzata la categoria di sottosuolo corrispondente al  $V_{s30}$  misurato, pertanto la **categoria di sottosuolo C**.

## 4. MODELLO GEOTECNICO

### 4.1 INDAGINE GEOGNOSTICA IN SITO

#### 4.1.1 Breve descrizione dell'indagine effettuata

La necessità di acquisire significativi dati geotecnici, inerenti le caratteristiche del volume di sottosuolo che sarà coinvolto dalle opere di fondazione, ha consigliato l'esecuzione di un'indagine geognostica e nello specifico sono state eseguite:

- n°1 prova penetrometrica statica con piezocono (**CPTU**);
- n°2 prove penetrometriche dinamiche super pesanti tipo Meardi Agi (**DPSH**);
- n°3 prove penetrometriche statiche con punta meccanica Begemann (**CPT**);
- n°1 indagine geofisica con tecnica **HVSR**.

PROVA	PROFONDITA' RAGGIUNTA dal piano di camp. att. (m)	PROFONDITA' CHIUSURA FORO dal piano di camp. att. (m)	LIVELLO PIEZOMETRICO dal piano di camp. att. (m)
CPTU 1	10,75	3,60	3,60 (piezometro)
DPSH 2	12,30	3,40	Non rilevato
DPSH 3	10,20	2,70	Non rilevato
CPT 4	7,60	3,70	3,50
CPT 5	7,00	2,70	Non rilevato
CPT 6	7,80	5,50	3,00

#### 4.1.2 Penetrometro utilizzato per prove penetrometriche

Le prove penetrometriche sono state eseguite con penetrometro statico/dinamico "PAGANI TG 63/200" (vedere caratteristiche allegate) le cui norme di riferimento per le prove sono le norme UNI EN ISO 22476.

#### 4.2 STIMA DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

Dalle prove penetrometriche si evince una stratigrafia come riportata nel modello geotecnico di seguito indicato. La valutazione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici, per le verifiche allo Stato Limite Ultimo e allo Stato Limite d'Esercizio, è stata eseguita conformemente alle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7, nel D.M. 14.01.2009 e nella Circolare 02.02.2009. Considerato il numero sufficientemente elevato di dati misurati (valori  $q_c$ ,  $q_t$  e  $N_{spt}$  si è optato per un approccio statistico, utilizzando una probabilità di superamento del 5%, come indicato nell'Eurocodice 7.

Il modello geotecnico è stato ottenuto attraverso la procedura descritta in dettaglio di seguito.

- I singoli valori di  $q_c$ ,  $q_t$  e  $N_{spt}$  ottenuti con le penetrometrie sono stati inizialmente accorpatisi in strati omogenei;
- Per ogni strato omogeneo è stata eseguita una stima cautelativa del valore medio di  $q_c$ ,  $q_t$  e  $N_{spt}$  con la seguente relazione statistica:

$$p_k = p_m - t_{n-1}^{0,05} \left( \frac{s_p}{\sqrt{n}} \right) \quad \text{dove:}$$

- $p_k$  = valore caratteristico del parametro geotecnico ( $q_c$ ,  $q_t$  e  $N_{spt}$ );  
 $p_m$  = valore medio del parametro ( $q_c$ ,  $q_t$  e  $N_{spt}$ );  
 $n$  = numero di misure;  
 $s_p$  = deviazione standard delle misure;  
 $t_{n-1}^{0,05}$  = t di Student per n-1 gradi di libertà e probabilità di superamento del 5%.

I livelli stratigrafici individuati lungo le verticali di prova sono stati correlati fra di loro e i corrispondenti parametri geotecnici mediati. Questa operazione è stata condotta sulla base delle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7:

("Se l'edificio è sufficientemente rigido e resistente, il parametro rappresentativo può essere dato dalla media dei valori medi nell'ambito dell'intero volume, o parte del volume stesso, di terreno sottostante l'edificio stesso.") e nella Circolare 02.02.2009 ("...appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi ... quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.").



- 1 PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE DPSH      1 INDAGINE GEOFISICA HVSR
- 1 PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPTU
- 1 PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT

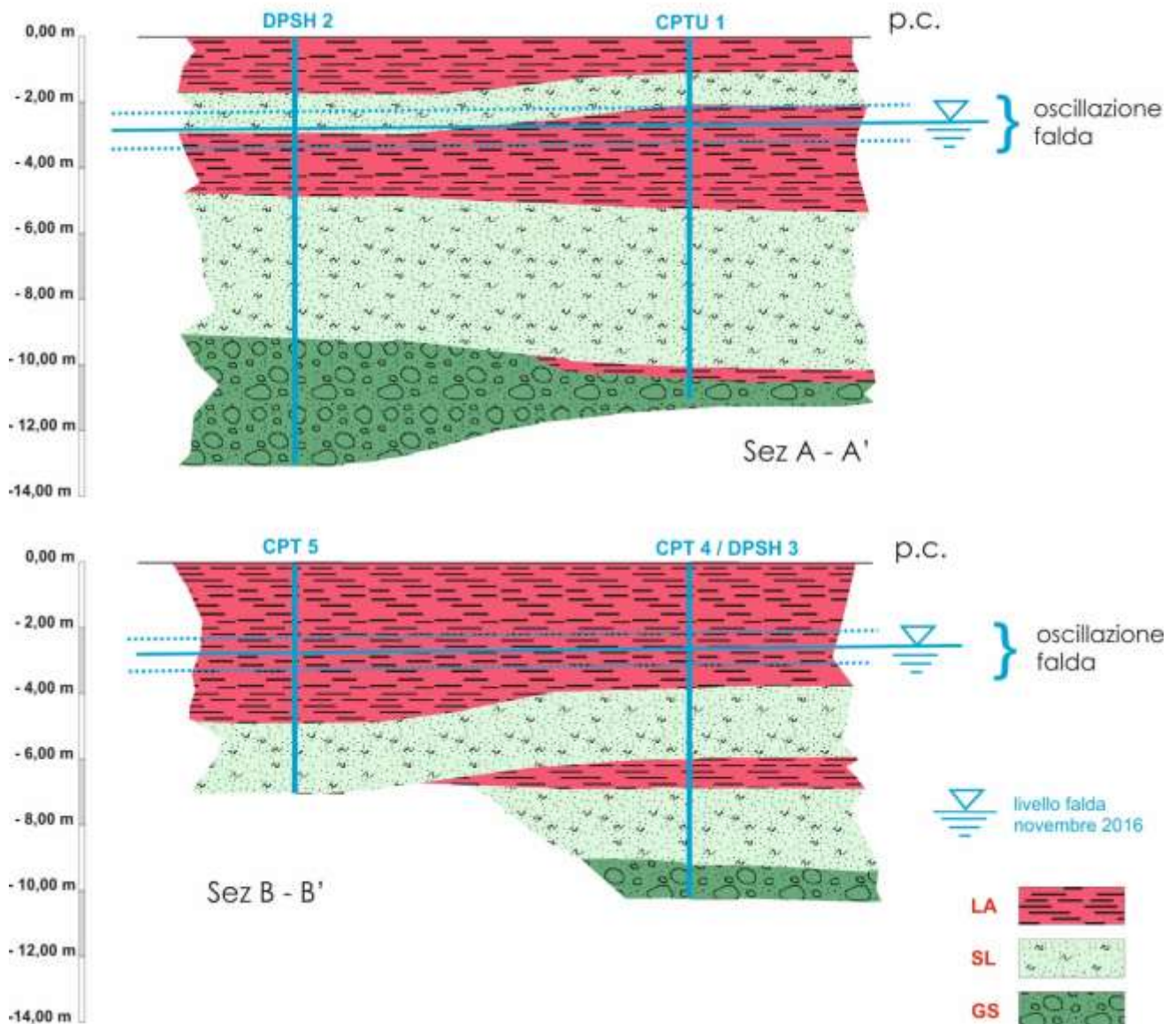
### MODELLO GEOTECNICO

Unit. Geotec.	Litologia	$\Phi'$ (°)	$C_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Dr (%)	$\gamma_{nat}$ (t/m <sup>3</sup> )	$E_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	M (kg/cm <sup>2</sup> )
LA	Limo argilloso plastico	-	0,50	-	1,90	-	50
SL	Sabbia limosa mediamente addensata	33	-	55	1,90	180	-
GS	Ghiaia sabbiosa mediamente addensata	35	-	70	1,80	300	-
LA	Unità geotecnica considerata per il calcolo della capacità portante						

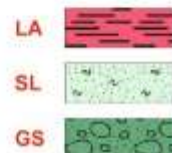
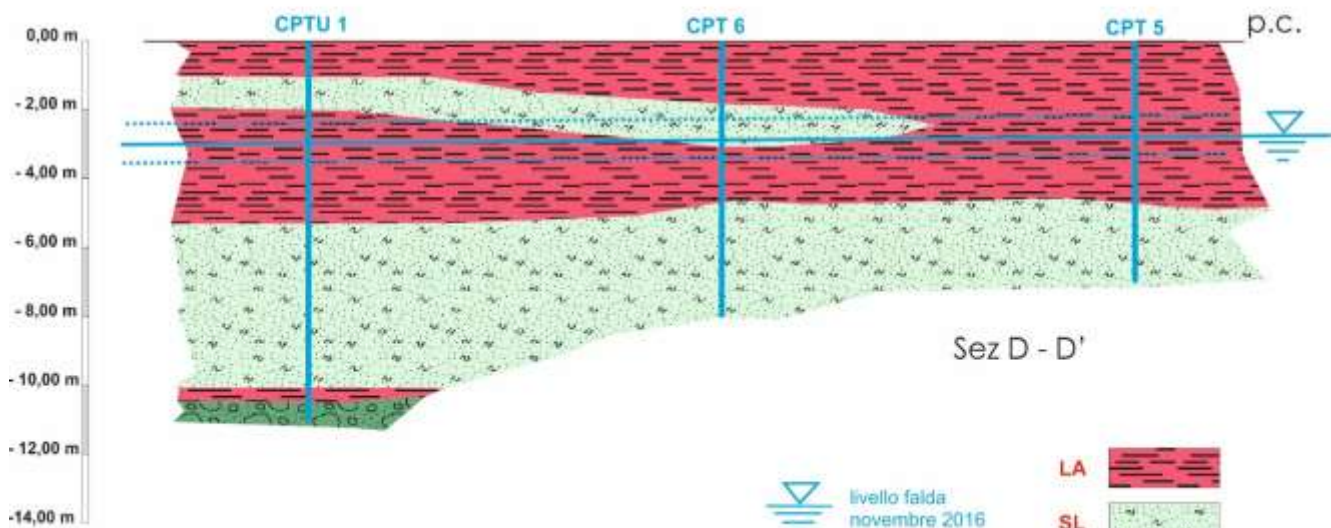
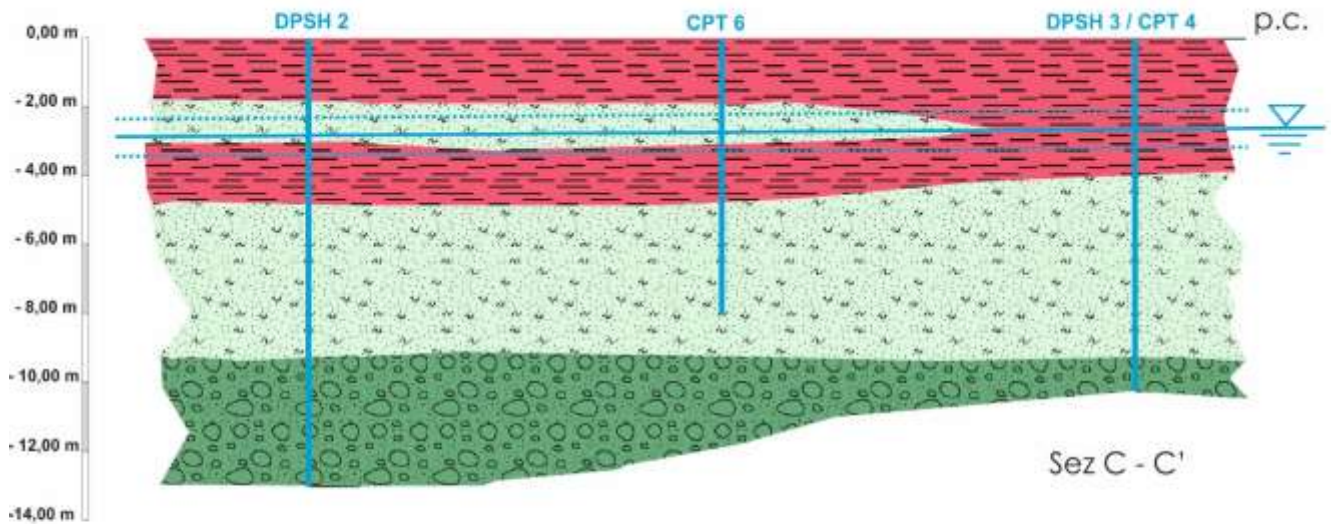
### METODI DI CALCOLO PRINCIPALI

denominazione	Simbolo	Metodo di calcolo
Angolo di attrito	$\Phi'$ (°)	Japanese National Railway
Coesione non drenata	$C_u$	Sanglerat Argille
Densità relativa incoerenti	Dr	Skempton 1986
Peso di volume incoerenti	$\gamma_{nat}$ (t/m <sup>3</sup> )	Correlazione con Dr%
Peso di volume coerenti	$\gamma_{nat}$ (t/m <sup>3</sup> )	Correlazione con $C_u$ %
Modulo di Young	$E_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Schultze e Menzenbach

### SEZIONI LITOSTRATIGRAFICHE INTERPRETATIVE



## SEZIONI LITOSTRATIGRAFICHE INTERPRETATIVE

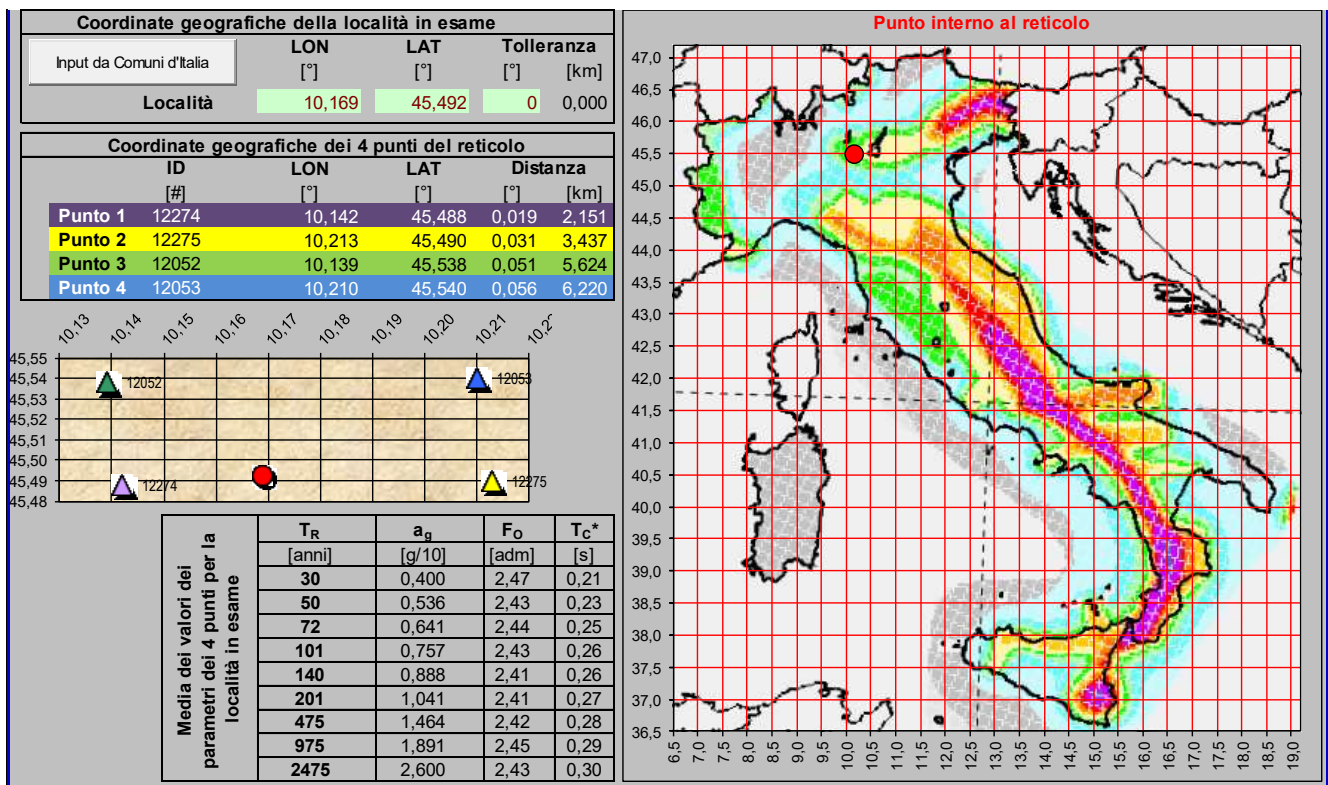


## 5. SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO

### 5.1 Determinazione del sisma di progetto.

La determinazione del sisma di progetto è stata effettuata sulla base della procedura descritta nel D.M. 14.01.2008. (appendice B). Questi i parametri di calcolo impiegati:

Coordinate geografiche del sito WGS84:	N 45.491949° - E 10.168536°
Stato Limite Ultimo scelto:	S.L.V. (probabilità di superamento = 10%)
Stato Limite d'Esercizio scelto:	S.L.D. (probabilità di superamento = 63%)
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale dell'opera:	50 anni



(1)\* Coordinate WGS84 (°)  
 Latitudine  Longitudine

---

(1)\* Coordinate ED50 (°)  
 Latitudine  Longitudine

---

Classe dell'edificio

**Cu = 1**

Vita nominale  
 (Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)

Interpolazione

Stato Limite	Tr [anni]	a <sub>g</sub> [g]	F <sub>o</sub>	T <sub>c</sub> [s]
Operatività (SLO)	30	0,040	2,468	0,213
Danno (SLD)	50	0,054	2,430	0,233
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,146	2,421	0,276
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,189	2,445	0,284
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

**CALCOLO COEFFICIENTI SISMICI**

Muri di sostegno
  Paratie  
 Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
<b>Ss *</b> Amplificazione stratigrafica	<input type="text" value="1,50"/>	<input type="text" value="1,50"/>	<input type="text" value="1,49"/>	<input type="text" value="1,42"/>
<b>Cc *</b> Coeff. funz categoria	<input type="text" value="1,75"/>	<input type="text" value="1,70"/>	<input type="text" value="1,60"/>	<input type="text" value="1,59"/>
<b>St *</b> Amplificazione topografica	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>	<input type="text" value="1,00"/>

Acc.ne massima attesa al sito [m/s<sup>2</sup>]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,012	0,016	0,052	0,064
0,006	0,008	0,026	0,032	
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0,588	0,788	2,139	2,634
Beta	0,200	0,200	0,240	0,240

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



## 5.2 Stima degli effetti di sito e della vulnerabilità sismica

### Descrizione parametri sismici di calcolo utilizzati in tabella

Sulla base dei risultati ottenuti attraverso l'indagine geofisica e in base alle indicazioni contenute nel D.M. 14.01.2008, sono stati stimati i parametri sismici da impiegare nelle successive fasi di verifica.

### Calcolo di AG accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni

Esso si ottiene dalla seguente relazione:

$$a_g = S_s S_t a_{gbedrock}$$

dove  $a_{gbedrock}$  è l'accelerazione sismica orizzontale al bedrock,  $S_s$  è il fattore di amplificazione stratigrafica e  $S_t$  il fattore di amplificazione topografica. La categoria del sottosuolo è stata valutata attraverso la determinazione del parametro  $V_{s30}$ , ottenibile con la relazione:

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

Sulla base del valore calcolato di  $V_{s30}$  vengono identificate 5 classi, A, B, **C**, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico.

Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

Categoria sottosuolo	Descrizione	Spessore (m)	Vs (m/s)	Nspt	Cu (kPa)
<b>A</b>	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s30}$ superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 3 m.	Qualsiasi	$\geq 800$		
<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 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ , compresi fra 360 m/s e 800 m/s ( $N_{spt,30} > 50$ nei terreni a grana grossa o $cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).	> 30 m	$\geq 360$ $\leq 800$	>50	>250
<b>C</b>	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ compresi fra 180 e 360 m/s ( $15 < N_{spt,30} < 50$ nei terreni a grana grossa, $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).	> 30 m	$\geq 180$ $\leq 360$	>15 <50	>50 <250
<b>D</b>	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ( $N_{spt,30} < 15$ nei terreni a grana grossa, $cu_{30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).	> 30 m	< 180	<15	>70
<b>E</b>	Terreni di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, giacenti su un substrato di riferimento ( $V_{s30} > 800$ m/s).	Fino a 20 m	$\approx$ C e D	$\approx$ C e D	$\approx$ C e D
<b>S1</b>	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < cu_{,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.				
<b>S2</b>	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.				

I valori delle  $V_{s30}$  stimati dalle indagini **HVSR** hanno fornito un valore di circa **341 m/s** rispetto al p.c., valore che pone il sito nella **categoria di sottosuolo C** secondo il D.M. 14.01.2008.

Utilizzando questo dato vengono ricavati i valori di  $F_a$  (fattori di amplificazione spettrali) pari a:

#### SUOLO DI CATEGORIA C

- $F_a$  (nell'intervallo 0.1-0.5 s) =  $1.6 \pm 0.1 < 1.8$  (soglia comunale)
- $F_a$  (nell'intervallo 0.5-1.5 s) =  $1.2 \pm 0.1 < 2.4$  (soglia comunale)

Quindi nell'analisi di II livello, questi valori sono stati confrontati con quelli di soglia previsti dalla Normativa regionale, nel caso di sottosuolo di tipo **C**, per il Comune di **Brescia** ed i **valori di  $F_a$  calcolati risultano inferiori** a quelli di **soglia per edifici con T compreso nell'intervallo 0.1-0.5 s - 0.5-1.5 s** quindi in questo contesto potrà essere utilizzata la categoria di sottosuolo corrispondente al  $V_{s30}$  misurato, pertanto la **categoria di sottosuolo C**.

#### **FATTORE $S_s$**

Viene stimato in funzione della categoria del sottosuolo secondo lo schema seguente:

ESPRESSIONI DI $S_s$	
Categoria sottosuolo	$S_s$
<b>A</b>	1,00
<b>B</b>	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 F_0 a_{bedrock} \leq 1.20$
<b>C</b>	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_0 a_{bedrock} \leq 1.50$
<b>D</b>	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_0 a_{bedrock} \leq 1.80$
<b>E</b>	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_0 a_{bedrock} \leq 1.60$

#### **FATTORE $S_t$** (dalla tabella del D.M. 14.01.2008)

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	Ubicazione opera o dell'intervento	$S_t$
<b>T1</b>	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	-	1,00
<b>T2</b>	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	sommità del pendio	1,20
<b>T3</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	cresta del rilievo	1,20
<b>T4</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	cresta del rilievo	1,40

#### **COEFFICIENTE SISMICO ORIZZONTALE TERRENO $k_{hk}$**

Esso è necessario per la valutazione degli effetti cinematici del sisma sul terreno di fondazione e si determina infine moltiplicando il valore di  $a_g$  per un fattore correttivo  $\beta$ :  $k_{hk} = \beta a_g$

### 5.3 Stima dell'inclinazione del carico dovuta ad eventi sismici

Si evidenzia inoltre che i valori della capacità portante sono comunque subordinati ai cedimenti (vedere capitolo specifico). Si ricorda anche che i valori della capacità portante dipendono dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione della tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta. Nel caso di sollecitazioni indotte da un evento sismico è opportuno tenere in considerazione, nel calcolo dei carichi ammissibili, anche degli effetti inerziali sul terreno di fondazione, effetti che conducono ad una diminuzione della capacità portante. In sostanza la componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale. L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza è quello di considerare l'accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni secondo la relazione:

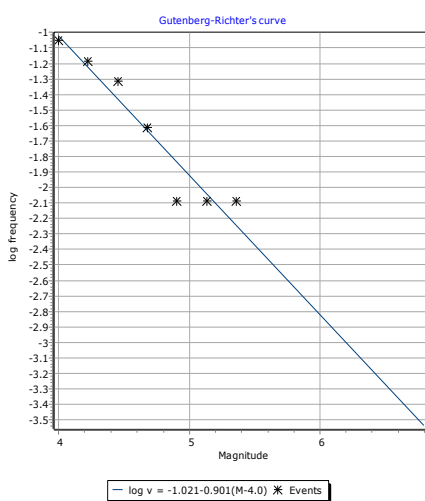
$$\theta = \arctg a_{gSLV}, \quad \text{da cui si ricava} \quad \theta = \arctg 0,214 = 12,1^\circ$$

## 6. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE (S.L.U. e S.L.V.)

Sono state condotte, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 14.01.2008, le seguenti verifiche agli Stati Limite Ultimi:

- verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche;
- verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione;
- collasso per scorrimento sul piano di posa.

### 6.1 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI IN CONDIZIONI SISMICHE



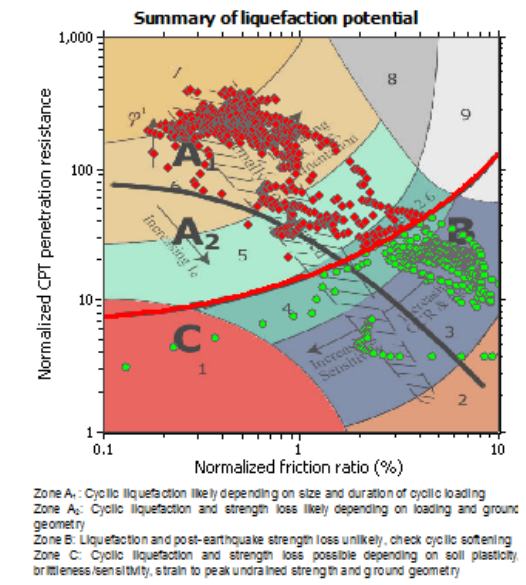
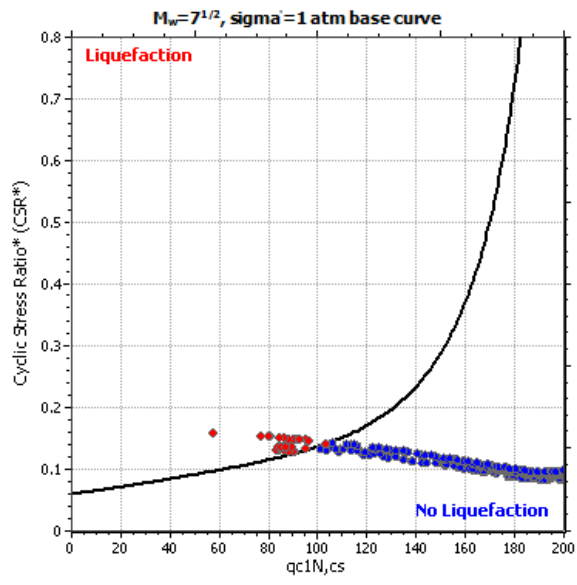
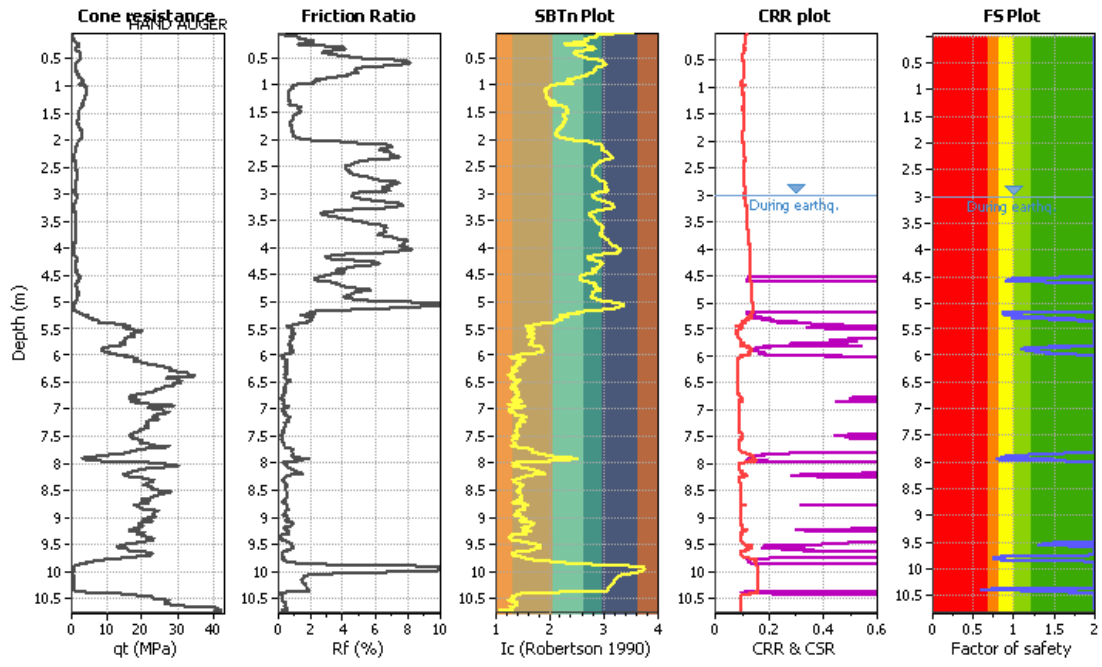
L'applicazione dei cinque criteri previsti dalla Normativa nazionale (D.M. 14.01.2008) non consente di escludere la possibilità di liquefazione nei terreni di fondazione del sito in esame. La magnitudo momento di riferimento per il calcolo è stata ottenuta, ricostruendo la curva frequenza-magnitudo con il metodo di **Gutenberg & Richter** riferita alla **Zona Sismogenetica 907** denominata **Bergamasco** (dalle Zone Sismogenetiche **ZS9**). Considerando un tempo di ritorno di 475 anni, coerentemente con quanto disposto dalle NTC2008, si è stimata una **magnitudo di 5.81**.

Si sono presi come riferimento un'accelerazione orizzontale massima in superficie  $a_{max}$  uguale a **0,214 g** e una soggiacenza della falda pari a **3.00 m (CPT 6)**. La verifica è stata eseguita analizzando la prova **CPTU 1** (piezocono). L'indice di liquefazione stimato (**LPI = 0.27**) con il metodo di **Boulenger & Idriss (2014)** pone quindi il sito in una condizione di **rischio basso** di liquefazione.

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

**Project title :** **Location : FLERO (BS)**  
**CPT file : CPT-01**  
**Input parameters and analysis data**

Analysis method: B&I (2014)	G.W.T. (in-situ): 3.00 m	Use fill: No	Clay like behavior applied: Sands only
Fines correction method: B&I (2014)	G.W.T. (earthq.): 3.00 m	Fill height: N/A	Limit depth applied: No
Points to test: Based on Ic value	Average results interval: 3	Fill weight: N/A	Limit depth: N/A
Earthquake magnitude $M_w$ : 5.80	Ic cut-off value: 2.60	Trans. detect. applied: No	MSF method: Method based
Peak ground acceleration: 0.21	Unit weight calculation: Based on SBT	$K_s$ applied: Yes	



## 6.2 Verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione.

### 6.2.1 Azioni sulla fondazione.

La verifica allo S.L.U. per il collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione è stata condotta considerando le due combinazioni delle azioni previste dalla Normativa (D.M.14.01.2008):

1. combinazione fondamentale (condizioni statiche);
2. combinazione sismica (condizioni dinamiche).

### 6.2.2 Resistenza del terreno

La capacità portante del terreno di fondazione (Q) è stata calcolata utilizzando la relazione di **Meyerhof**, in quanto la più adatta nel considerare **l'applicazione di carichi inclinati per sisma**.

Si ricorda che il valore della capacità portante dipende dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione della tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta e che la **capacità portante non coincide con il carico di esercizio** dell'opera, ma sarà uguale o minore ad esso in stretta relazione con i cedimenti indotti nel terreno.

Ricordiamo inoltre che la presenza di sollecitazioni legate al verificarsi di un sisma produce sulle fondazioni, rispetto al caso statico, un incremento di eccentricità e di inclinazione delle forze trasmesse dalla struttura in elevazione, una degradazione della resistenza del terreno e l'insorgenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione.

Trascurando, nel caso di fondazioni superficiali poggianti su materiale a comportamento coesivo, i fenomeni di degradazione della resistenza e della forza d'inerzia del terreno di fondazione, resta da considerare l'effetto inerziale legato alla sovrastruttura, trascurando il momento ma considerando almeno l'inclinazione del carico (o attraverso la definizione di un angolo o attraverso il valore dell'azione di taglio).

È stata ipotizzata una tipologia di fondazione **con plinti** aventi le dimensioni riportate in tabella.

L'unità geotecnica considerata per la stima della capacità portante è riferita a quella definita come **LA** (limi argilloso plastici), i cui **parametri geotecnici** utilizzati sono quelli indicati in tabella.

**STIMA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (S.L.U.)**  
**COMBINAZIONE DI CALCOLO DELLE AZIONI: FONDAMENTALE**  
**APPROCCIO 2 – D.M. 14/01/2008**

B (m)	L (m)	Df (m)	Incl. carico su B (°)	Inc. carico su L (°)	Prof. cuneo rottura da p.c.	Q SLU (kg/cmq)
2,00	2,00	1,50	0	0	1,00	1,70
2,50	2,50	1,50	0	0	1,25	1,65
3,00	3,00	1,50	0	0	1,50	1,60

**STIMA AGLI STATI LIMITE ULTIMI (S.L.V.)**  
**COMBINAZIONE DI CALCOLO DELLE AZIONI: SISMICA**  
**APPROCCIO 2 – D.M. 14/01/2008**

B (m)	L (m)	Df (m)	Incl. carico su B (°)	Inc. carico su L (°)	Prof. cuneo rottura da p.c.	Q SLU (kg/cmq)
2,00	2,00	1,50	12,1	12,1	1,00	1,10
2,50	2,50	1,50	12,1	12,1	1,25	1,05
3,00	3,00	1,50	12,1	12,1	1,50	1,00

**FS PARZIALE PER  $\varphi$ : 1,00**

**FS PARZIALE PER C: 1,00**

**FATTORE SICUREZZA GLOBALE: 2,30**

Non essendo disponibili i carichi definitivi di progetto la verifica della condizione:

$$E_d \leq R_d (R_d = Q)$$

dove  $E_d$  e  $R_d$  sono, rispettivamente, i valori di progetto dell'azione e della resistenza, con  $R_d = Q$ , dovrà essere condotta successivamente dal progettista.

### 6.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (S.L.E.)

E' stata condotta, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 14.01.2008, la seguente verifica agli Stati Limite d'Esercizio:

- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai cedimenti del terreno a lungo termine;
- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai cedimenti del terreno in condizioni sismiche.

#### 6.3.1 Calcolo della distribuzione delle tensioni nel terreno di fondazione.

L'applicazione del sovraccarico della fondazione conduce ad una variazione dello stato tensionale del terreno. Il carico applicato tende a diffondersi fino al suo completo assorbimento.

L'entità dei cedimenti viene ipotizzata a seconda della tipologia di fondazione, delle dimensioni, della profondità d'imposta delle stesse e dei carichi di esercizio.

Generalmente si ammette che il sovraccarico si annulli ad una profondità, sotto il piano di posa della fondazione, variabile da 1 a 4 volte B (B = lato corto della fondazione).

E' importante eseguire una stima di come il carico si diffonde negli strati di fondazione, in quanto indispensabile per il successivo calcolo dei cedimenti.

Nel caso in esame il calcolo è stato condotto con il metodo di Newmark basato sulle equazioni di Boussinesq.

Si parte dal presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semiinfinito a comportamento perfettamente elastico, omogeneo e isotropo.

L'andamento delle tensioni deriva dall'integrazione su un'area rettangolare o quadrata di dimensioni  $B \times L$  ( $B$ =lato corto della fondazione,  $L$ =lato lungo della fondazione) delle equazioni di Boussinesq. In pratica l'incremento di pressione netta indotta dal carico applicato dalla fondazione alla quota  $z$  sotto il piano di posa, lungo la verticale che passa per uno degli angoli dell'area  $B \times L$ , è dato da:

$$p_z = [Q/(4 \pi)] (m_1 + m_2);$$

in cui:

$$m_1 = [2 M N \sqrt{(V + 1)}] / [(V + V_1) V];$$

$$m_2 = \arctg[2 M N \sqrt{(V)}] / (V - V_1);$$

dove:

$$M = B/z;$$

$$N = L/z;$$

$$V = M^2 + N^2 + 1;$$

$$V_1 = (M N)^2.$$

### 6.3.2 Stima dei cedimenti delle fondazioni superficiali.

Sono state eseguite delle verifiche considerando carichi di esercizio pari al massimo del carico ammissibile per la tipologia di fondazione.

Fondazioni di maggiori dimensioni sopportano carichi al piede maggiori in quanto ripartiscono questo ultimo su una maggiore superficie diminuendo in tal modo il carico di esercizio ma occorre ricordare che allo stesso tempo variano i bulbi delle tensioni trasmesse nel sottosuolo e pertanto sarà compito del tecnico progettista effettuare sia l'opportuno dimensionamento della fondazione sia l'opportuna ripartizione dei carichi.

I cedimenti sono stati stimati con i metodi della Teoria dell'elasticità (terreni coesivi) e di Schmertmann (terreni incoerenti) nell'ipotesi di fondazioni rigide.

### 6.3.3 Risultati del calcolo.

Il volume significativo di analisi nel calcolo dei cedimenti viene limitato inferiormente dalla profondità alla quale le tensioni indotte dalla fondazioni si dissipano completamente.

Viste le caratteristiche dei terreni, presenza di depositi di natura coesiva (prevalenti) ed incoerente, i cedimenti che si instaureranno saranno sia di carattere immediato (riaggiustamenti interparticellari a volume pressoché costante) sia di consolidazione (espulsione dell'acqua e conseguente riduzione

dell'indice dei vuoti) sia secondari (cedimento molto protratto nel tempo dovuto a deformazioni per scorrimenti viscosi tra le particelle e la migrazione di acqua pellicolare dai micro ai macro pori): sulla base di indicazioni presenti in letteratura si è deciso di prendere come **cedimento massimo** uniforme il valore di **30 mm**.

Sarà compito del tecnico progettista valutare se i cedimenti stimati possono essere ammissibili per l'opera in questione.

Per la stima del modulo di reazione (k di Winkler) del terreno di fondazione è stato applicato il metodo di Bowles.

### 6.3.3.1 Stima agli stati limite di esercizio (S.L.E.)

La stima è stata eseguita inizialmente utilizzando un carico unitario verticale prossimo a quello corrispondente allo S.L.V. (condizioni dinamiche).

Il volume significativo di analisi nel calcolo dei cedimenti viene limitato inferiormente dalla profondità alla quale le tensioni indotte dalla fondazioni si dissipano completamente.

Come è stato considerato un valore medio di capacità portante riferito a tutta l'area, considerando un carico di esercizio di circa **0,90 kg/cm<sup>2</sup>** otteniamo, se le strutture risultano rigidamente collegate, un cedimento assoluto medio, con variazione di +/- 5 mm, come riportato nella tabella sottostante.

È evidente che questa considerazione è stata fatta per un carico tale che contenga il cedimento assoluto nei 30 ÷ 35 mm. Quindi in fase edificatoria, per ben valutare i cedimenti assoluti, dovranno essere forniti sia i reali carichi agenti sulle fondazioni ed anche la tipologia delle stesse.

B (m)	L (m)	D (m)	Cedimento totale (mm)	Carico di calcolo (kg/cm <sup>2</sup> )	K WINKLER (kg/cm <sup>3</sup> )
2,00	2,00	1,50	20	0,90	0,90
2,50	2,50	1,50	25	0,90	0,80
3,00	3,00	1,50	30	0,90	0,70

### CEDIMENTI DIFFERENZIALI

Il cedimento differenziale viene in tutti i casi descritto dal valore della distorsione angolare  $\gamma$  prodotta, definita come il rapporto fra la differenza di cedimento  $\Delta S$  tra due punti e la loro distanza reciproca L, ossia  $\gamma = \Delta S/L$ .

Nonostante l'eterogeneità dei terreni, i cedimenti differenziali attesi, considerato un carico massimo applicabile di **0,90 kg/cm<sup>2</sup>**, risultano essere compresi nei limiti consentiti. Vista l'estensione dell'area, una volta definite le tipologie di intervento, per meglio definire gli stessi, sarà necessario procedere



ad una valutazione degli stessi più in dettaglio, magari con una integrazione delle prove in sito e ragionando su ogni singola struttura.

#### 6.4 Stima dei cedimenti delle fondazioni superficiali indotte dal sisma.

In terreni sabbiosi sciolti le vibrazioni prodotte da un evento sismico possono condurre ad un aumento del grado di addensamento degli strati incoerenti su cui poggia la fondazione; in questo contesto lito stratigrafico si esclude tale fenomeno.

### 7. CONCLUSIONI

L'indagine geologica ha permesso di definire la natura e le caratteristiche dei terreni presenti nell'area esaminata come descritto nel paragrafo dedicato nel quale sono stati evidenziati terreni dalle caratteristiche geotecniche piuttosto scadenti.

I rilievi hanno evidenziato l'assenza di processi geomorfologici in atto e sulla base delle considerazioni e dei calcoli geotecnici svolti nei paragrafi precedenti si traggono le seguenti conclusioni:

- Ricordiamo che, in base alla **D.g.r. 11 luglio 2014 – n. X/2129**, il Comune di **Flero (BS)** viene classificato in **zona sismica 3**;
- In questo contesto sismico e considerate le caratteristiche geotecniche dei terreni presenti in sito è da considerare **controindicata** qualunque soluzione progettuale che preveda l'utilizzo di fondazioni superficiali non collegate rigidamente fra di loro;
- Da indagini sismiche eseguite con metodologia **HVSR** è stato permesso di attribuire al terreno sito al di **sotto del piano di posa delle fondazioni** la **categoria di sottosuolo C** (secondo il D.M. 14.01.2008);
- È stata eseguita una **analisi di II livello** la quale, in questo contesto, ha escluso quella di III livello;
- La verifica alla liquefazione dei terreni, nella quale sono stati introdotti valori di **magnitudo** di riferimento pari a **5.81** una accelerazione **a<sub>max</sub>** di sito di **0.214 g** ed una soggiacenza minima della falda pari a **3.00 m**, ha stimato un indice di liquefazione **LPI = 0.27** quindi un **rischio basso**;
- In seguito a questo risultato è stata eseguita una verifica di ammissibilità del cedimento atteso stimato come precedentemente scritto;
- I valori stimati della capacità portante ammissibile per carico unitario non sono da assumere come carichi di esercizio o come capacità portante in senso stretto dei terreni indagati, in quanto

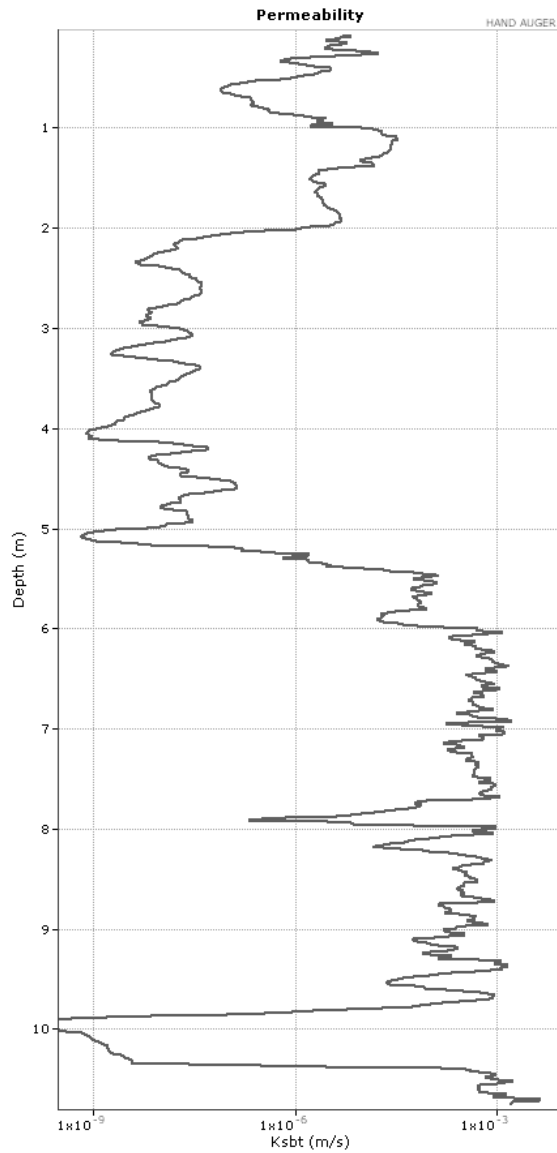
essa modifica il proprio valore in relazione alle caratteristiche progettuali, riferite soprattutto alla geometria, alle dimensioni delle fondazioni stesse ed alla loro profondità di imposta e comunque rimane subordinato ai cedimenti ammissibili.

Essa dovrà essere considerata in riferimento ai cedimenti assoluti e differenziali;

- Si ribadisce e si sottolinea che comunque la valutazione dell'entità dei cedimenti in relazione alle caratteristiche strutturali dell'opera, resta di esclusiva competenza del tecnico calcolatore che dovrà valutare l'incidenza e la compatibilità degli stessi con le caratteristiche strutturali e tecnico-costruttive dell'opera così come anche la scelta del tipo di fondazione da utilizzare rimane di sua esclusiva competenza;
- Durante l'esecuzione delle prove in sito è stata rilevata la presenza di **acqua di falda** a una profondità variabile da **3,00 ÷ 3,60 m dal p.c.**, valore peraltro soggetto ad oscillazioni periodiche e stagionali;
- Comunque, considerata la bassa capacità portante stimata, visti i ridotti carichi di esercizio consentiti con fondazioni superficiali, data l'estensione delle future edificazioni, viene consigliata l'esecuzione di **fondazioni profonde** (pali), questo soprattutto per evitare l'insorgere di eventuali cedimenti differenziali;
- L'utilizzo di elementi strutturali misti di fondazione, può essere percorribile a patto di programmare il loro inserimento durante le stesse fasi esecutive della costruzione: si tratta di inserire tutti gli elementi di fondazione a tappe successive e durante le fasi costruttive nelle quali sono riconoscibili l'apporto delle varie categorie di pesi e di carichi che possiamo sintetizzare in: peso proprio della struttura intelaiata, peso proprio dei carichi permanenti e carichi (sovraccarichi) accidentali.
- La permeabilità del terreno, nell'eventualità di realizzazione di sub irrigazione, è stata determinata mediante la prova **CPTU 1**, dalla quale si evince che nel primo metro di profondità si ha un valore **basso** della stessa.

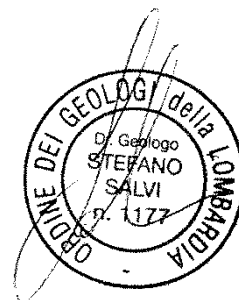


k	1	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup> cm/s	
Classi di permeabilità	> II	BUONA	DISCRETA	BASSA		> BASSA	IMPERMEABILE				
Spessore attraversabile in 1 anno	> 10 km	3 km	300 m	30 m	3 m	30 cm	3 cm	2 mm			
Tipo di terreno	GHIAIETTI	SABBIE SABBIE MISTE A GHIAIE	SABBIE MEDIE E FINI	LIMI SABBIE FINI ARGILLE LIMOSE		ARGILLE COMPATTE E OMOGENEE					



*Puegnago del Garda (BS), 18/05/2017*

IL TECNICO  
DOTT. GEOL. STEFANO SALVI



**INDAGINI GEOTECNICHE IN SITO**  
**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUPERPESANTE (DPSH) – TIPO AGI MEARDI ITALIA**

La prova **penetrometrica dinamica (DP)** è una prova puntuale che consiste nell’infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all’estremità di un’asta di acciaio, prolungabile con l’aggiunta di successive aste.

L’infissione avviene per battitura, facendo cadere da una altezza costante un maglio di un dato peso.

Si contano i colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di lunghezza stabilita.

Le aste, per ridurre l’attrito laterale, possono scorrere all’interno ed alternativamente ad un rivestimento esterno, anch’esso di acciaio.

L’energia di infissione è fornita da un maglio che cade da un’altezza costante di 75 cm, per mezzo di un dispositivo di sganciamento automatico compiendo per ogni battuta un lavoro specifico.

Il penetrometro utilizzato è un **PAGANI TG 63/200 Super Pesante (DPSH)** equipaggiato tipo “**MEARDI**” come nella scheda descrittiva di seguito riportata.

<b>PESO MAGLIO</b>	<b>73 kg</b>
<b>CADUTA</b>	<b>75 cm</b>
<b>PENETRAZIONE STANDARD</b>	<b>30 cm (N<sub>30</sub>)</b>
<b>LUNGHEZZA ASTE</b>	<b>120 cm</b>
<b>DIAMETRO ESTERNO ASTE</b>	<b>34 mm</b>
<b>MASSA ASTE</b>	<b>7 kg per metro</b>
<b>DIAMETRO BASE PUNTA CONICA</b>	<b>51 mm</b>
<b>ANGOLO APERTURA PUNTA CONICA</b>	<b>60°</b>
<b>LUNGHEZZA RIVESTIMENTO</b>	<b>120 cm</b>
<b>DIAMETRO RIVESTIMENTO</b>	<b>48 cm</b>



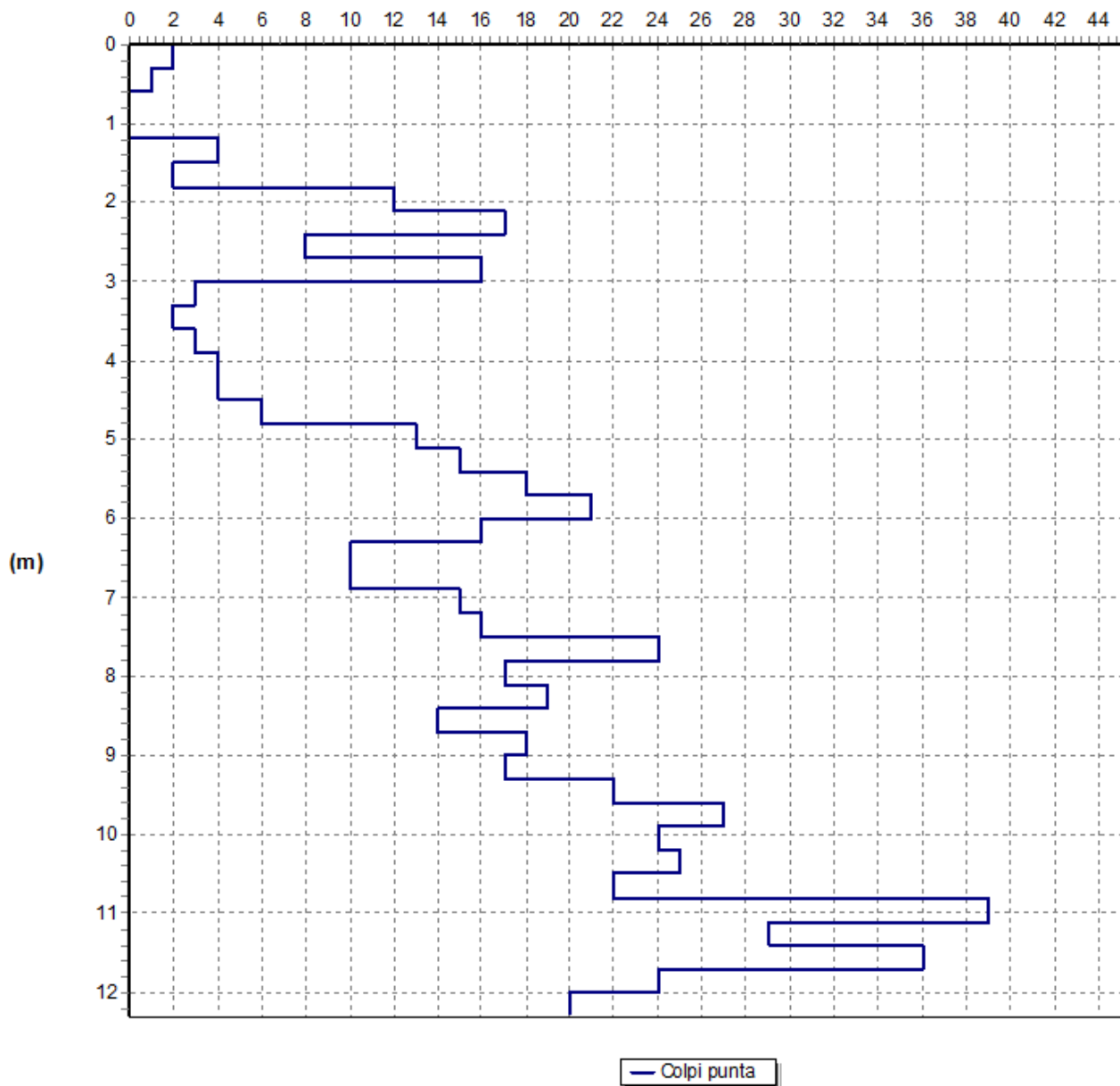
DPSH 2

**Tabulato della prova**

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>	<i>N. colpi SPT equivalenti</i>	<i>N. colpi del rivestimento corretto</i>
0.3	2		2	
0.6	1		1	
0.9	0		0	
1.2	0		0	
1.5	4		5	
1.8	2		2	
2.1	12		14	
2.4	17		20	
2.7	8		9	
3	16		19	
3.3	3		3	
3.6	2		2	
3.9	3		3	
4.2	4		5	
4.5	4		5	
4.8	6		7	
5.1	13		15	
5.4	15		17	
5.7	18		21	
6	21		24	
6.3	16		19	
6.6	10		12	
6.9	10		12	
7.2	15		17	
7.5	16		19	
7.8	24		28	
8.1	17		20	
8.4	19		22	
8.7	14		16	
9	18		21	
9.3	17		20	
9.6	22		26	
9.9	27		31	
10.2	24		28	
10.5	25		29	
10.8	22		26	
11.1	39		45	
11.4	29		34	
11.7	36		42	
12	24		28	
12.3	20		23	

## Grafico della prova

Profondità della falda dal p.c.(m): Non rilevata

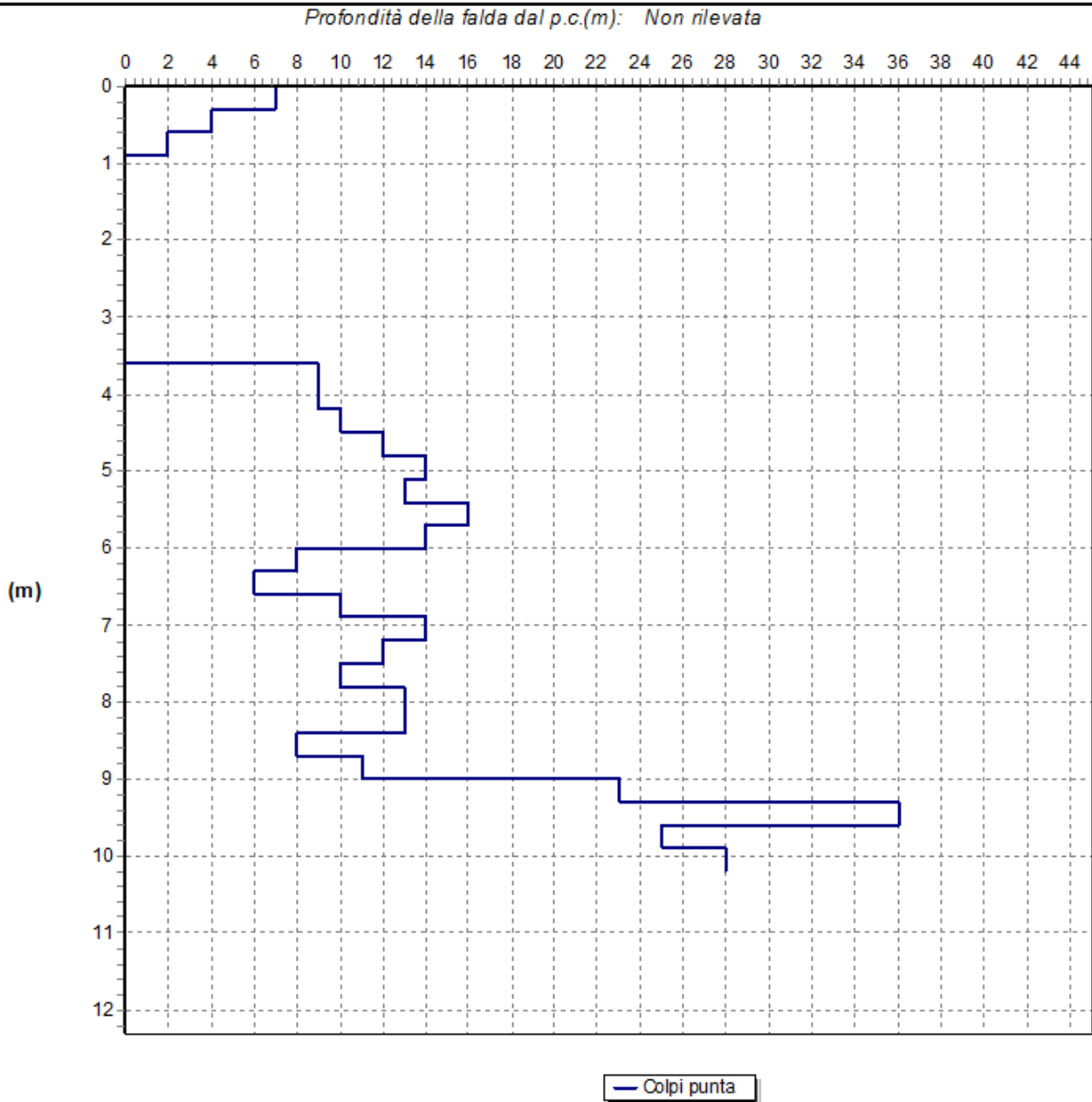


DPSH 3

**Tabulato della prova**

<i>Profondità (m)</i>	<i>N. colpi della punta misurato</i>	<i>N.colpi del rivestimento</i>	<i>N. colpi SPT equivalenti</i>	<i>N. colpi del rivestimento corretto</i>
0.3	7		8	
0.6	4		5	
0.9	2		2	
1.2	0		0	
1.5	0		0	
1.8	0		0	
2.1	0		0	
2.4	0		0	
2.7	0		0	
3	0		0	
3.3	0		0	
3.6	0		0	
3.9	9		10	
4.2	9		10	
4.5	10		12	
4.8	12		14	
5.1	14		16	
5.4	13		15	
5.7	16		19	
6	14		16	
6.3	8		9	
6.6	6		7	
6.9	10		12	
7.2	14		16	
7.5	12		14	
7.8	10		12	
8.1	13		15	
8.4	13		15	
8.7	8		9	
9	11		13	
9.3	23		27	
9.6	36		42	
9.9	25		29	
10.2	28		32	

## Grafico della prova





## INDAGINI GEOTECNICHE IN SITO

### PROVA PENETROMETRICA STATICA (CPT)

La prova **penetrometrica statica** “Cone Penetration Test” (CPT), consiste nello spingere verticalmente nel terreno, mediante pressione, una punta conica di dimensioni standard, misurando separatamente, ma con continuità lo sforzo necessario per la penetrazione della punta e l’adesione terreno-acciaio di un manicotto posto sopra la punta.

La prova può essere eseguita in una vasta **gamma di terreni** che vanno dalle **sabbie dense alle argille tenere** ed è tra le più significative per valutare la successione stratigrafica di un terreno, identificando la natura degli strati attraversati e fornendo una stima di alcuni parametri geotecnici.

Viene frequentemente utilizzata anche in considerazione della rapidità di esecuzione, del costo limitato e della sua efficienza fornendo valori che sono caratterizzati da un buon grado di affidabilità.

Esse possono fornire anche una guida per una scelta più appropriata di altre indagini da eseguire, permettendo l’individuazione di aree critiche e di strati nei quali effettuare il prelievo di campioni per eseguire prove di laboratorio.

L’attrezzatura di spinta deve essere ancorata in modo tale che non si muova rispetto al piano di campagna, durante l’azione di spinta.

Le prove CPT sono eseguite con penetrometro statico “**PAGANI TG 63/200**” tipo “**GOUDA**” da **20 t**, equipaggiato con punta meccanica tipo “**Begemann**” e centralina elettronica per la lettura digitale dei valori misurati (cella di carico).

La punta conica utilizzata ha un angolo di apertura di 60°, un diametro di 35,7 mm e una superficie di 10 cm<sup>2</sup>, e viene infissa nel terreno mediante un’attrezzatura di spinta ed una batteria di aste ad una velocità costante di 2 cm/s ± 0,5 cm/s.

Al di sopra della punta si ha il manicotto, con un diametro pari a 35,7 mm, una lunghezza di 133 mm ed una superficie di 150 cm<sup>2</sup>, sul quale viene misurata la resistenza di attrito laterale (fs).

#### ASPETTI FONDAMENTALI

- ❑ La spinta S (Kg) , corrispondente a ciascuna fase, si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna per la costante strumentale Ct;
- ❑ Causa la distanza intercorrente di **20 cm** fra il manicotto laterale e la punta conica del penetrometro, la **resistenza laterale viene computata 20 cm sopra la punta**;
- ❑ Durante l’avanzamento in continuo della punta a velocità costante (**v = 2 cm/s**) vengono rilevati ad intervalli regolari di **20 cm** i seguenti parametri.

#### FASI ESECUZIONE DELLA PROVA IN CAMPAGNA

**FASE 1** = lettura di campagna durante l’infissione della sola punta

**FASE 2** = lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto

**FASE 3** = lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne

### **COSA VIENE MISURATO NELLE VARIE FASI DELLA PROVA**

**FASE 1 - Resistenza alla punta**  $R_p$  ( Kg / cm<sup>2</sup>) = ( Lettura punta )

**FASE 2 - Resistenza punta + Resistenza laterale**  $R_p + R_l$  ( Kg / cm<sup>2</sup>) = [(Lettura punta) + (Lettura laterale)]

**FASE 3** - Infissione aste esterne e ricongiungimento manicotto e punta.

### **COME VENGONO MISURATI I VALORI DURANTE LE VARIE FASI**

**FASE 1.** La punta conica viene fatta avanzare nel terreno per **4 cm** mediante la spinta che viene esercitata su una batteria di aste di piccolo diametro, le quali scorrono liberamente all'interno di una batteria di tubi di rivestimento.

In questa circostanza viene letta direttamente sulla cella di carico la resistenza alla punta (**qc**) corrispondente alla Resistenza alla Punta.

$$\text{Resistenza alla Punta} = qc \text{ (kg/cm}^2\text{)} = Ct \times [\text{Lettura punta (kg)} / 10 \text{ cm}^2]$$

**FASE 2.** Successivamente all'infissione della sola punta conica, questa viene fatta avanzare sempre mediante la batteria di aste interne di altri **4 cm** insieme al **manicotto laterale**.

In questa occasione viene misurata la resistenza totale data dalla somma della resistenza alla punta e di quella laterale del manicotto.

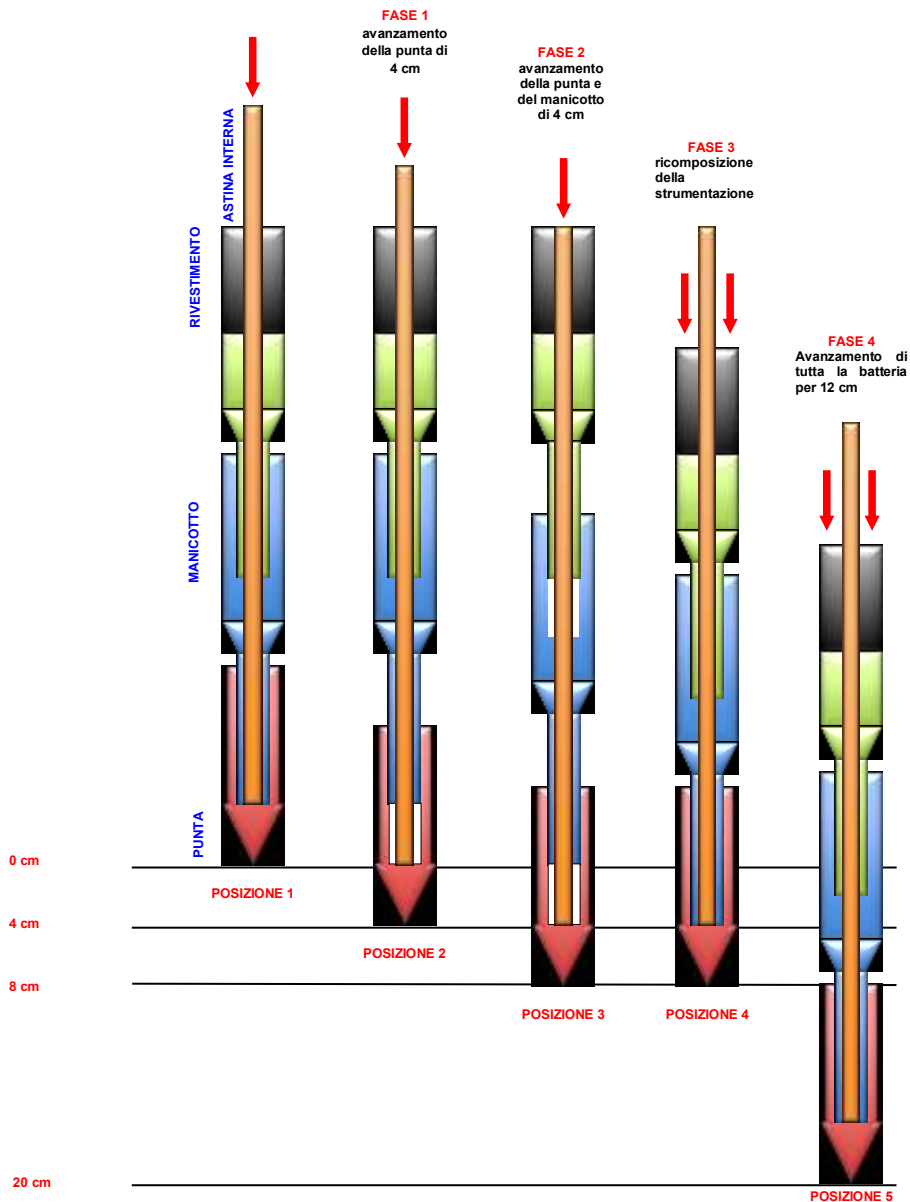
$$\text{Resistenza totale (kg/cm}^2\text{)} = (\text{Resistenza laterale} + \text{Resistenza punta})$$

**FASE 3.** In questa fase, agendo sui tubi esterni, si ha la ricomposizione dello strumento (8 cm) e si procede all'avanzamento di tutto l'insieme, punta conica – manicotto laterale – rivestimento, per altri **12 cm** (serve esclusivamente per il ricongiungimento punta – manicotto).

In sostanza si ottiene, ogni 20 cm di verticale di indagine una informazione relativa alla **resistenza alla punta (qc)** ed una relativa alla **resistenza laterale (fs)**.

Quest'ultima viene ottenuta sottraendo alla resistenza totale misurata nella FASE 2 la resistenza alla punta misurata nella FASE 1.

$$fs = R \text{ laterale} = R \text{ totale} - R \text{ punta}$$



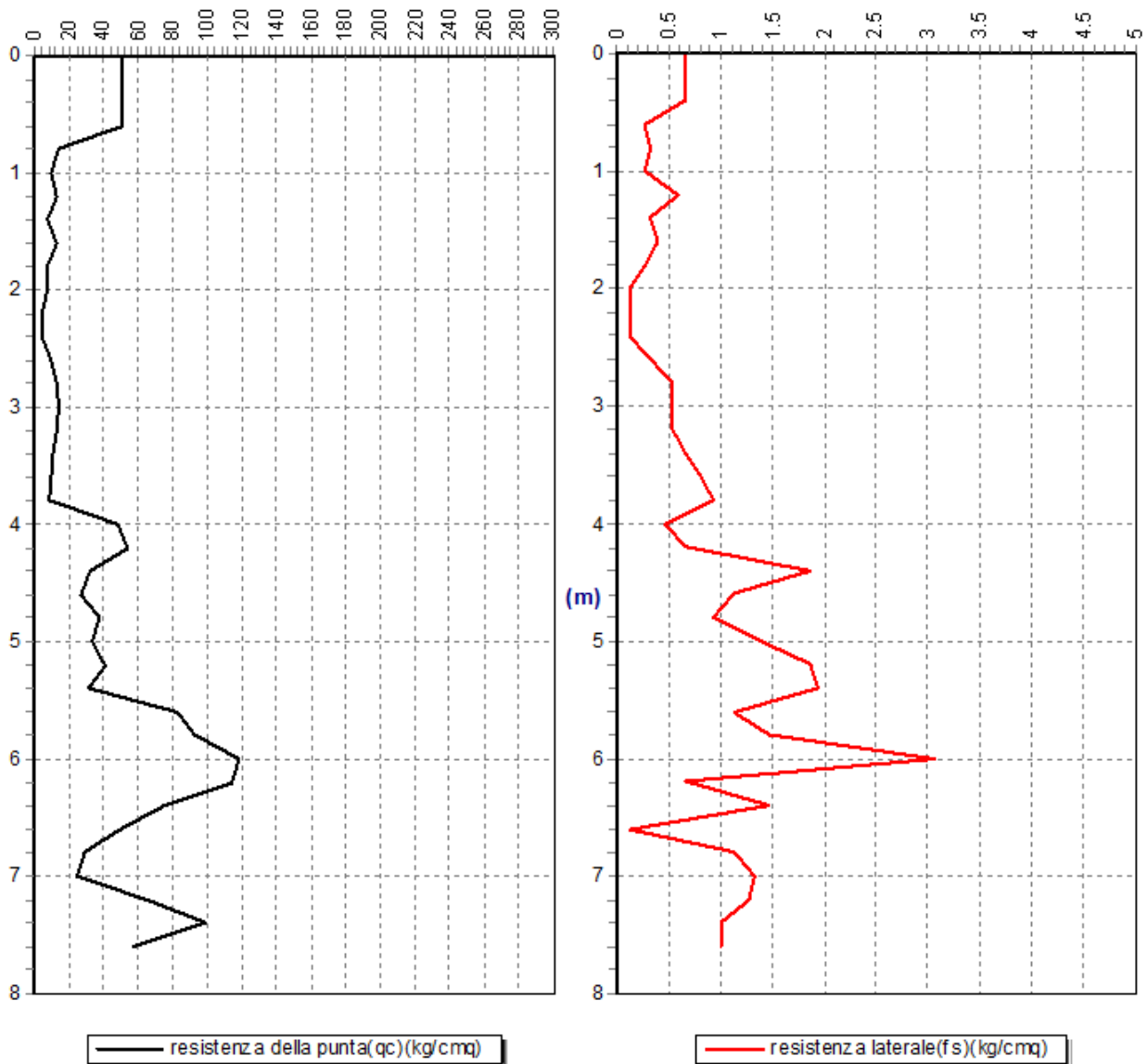
LUNGHEZZA ASTE	100 cm
DIAMETRO ESTERNO ASTE	35,7 mm
PASSO DI LETTURA	20 cm
COSTANTE STRUMENTALE (Ct)	10
SPINTA MASSIMA DELLO STRUMENTO	20 t
VELOCITA' DI AVANZAMENTO COSTANTE	2 cm/s ( $\pm 0,5$ cm/s)
<b>PUNTA MECCANICA</b>	
DIAMETRO PUNTA CONICA MECCANICA	35,7 mm
ANGOLO APERTURA PUNTA CONICA	60°
AREA PUNTA	10 cm <sup>2</sup>
<b>MANICOTTO LATERALE DI ATTRITO TIPO "BEGEMANN"</b>	
DIAMETRO ESTERNO	35,7 mm
ALTEZZA	133 mm
AREA MANICOTTO	150 cm <sup>2</sup>

## CPT 4

### Tabulato della prova

<i>Prof. (m)</i>	<i>Rp (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Rp+Rl (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>qc (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>fs (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>u (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>fs/qc%</i>
0.2	50	60	50	0.67		1.34
0.4	50	60	50	0.67		1.34
0.6	50	60	50	0.27		0.54
0.8	14	18	14	0.33		2.36
1	10	15	10	0.27		2.7
1.2	13	17	13	0.6		4.62
1.4	7	16	7	0.33		4.71
1.6	13	18	13	0.4		3.08
1.8	8	14	8	0.27		3.38
2	7	11	7	0.13		1.86
2.2	4	6	4	0.13		3.25
2.4	4	6	4	0.13		3.25
2.6	10	12	10	0.33		3.3
2.8	13	18	13	0.53		4.08
3	14	22	14	0.53		3.79
3.2	13	21	13	0.53		4.08
3.4	11	19	11	0.67		6.09
3.6	10	20	10	0.8		8
3.8	9	21	9	0.93		10.33
4	48	62	48	0.47		0.98
4.2	54	61	54	0.67		1.24
4.4	32	42	32	1.87		5.84
4.6	27	55	27	1.13		4.19
4.8	38	55	38	0.93		2.45
5	33	47	33	1.4		4.24
5.2	41	62	41	1.87		4.56
5.4	31	59	31	1.93		6.23
5.6	83	112	83	1.13		1.36
5.8	92	109	92	1.47		1.6
6	118	140	118	3.07		2.6
6.2	114	160	114	0.67		0.59
6.4	75	85	75	1.47		1.96
6.6	49	71	49	0.13		0.27
6.8	29	31	29	1.13		3.9
7	25	42	25	1.33		5.32
7.2	66	86	66	1.27		1.92
7.4	99	118	99	1		1.01
7.6	57	72	57	1		1.75

## Grafico della prova

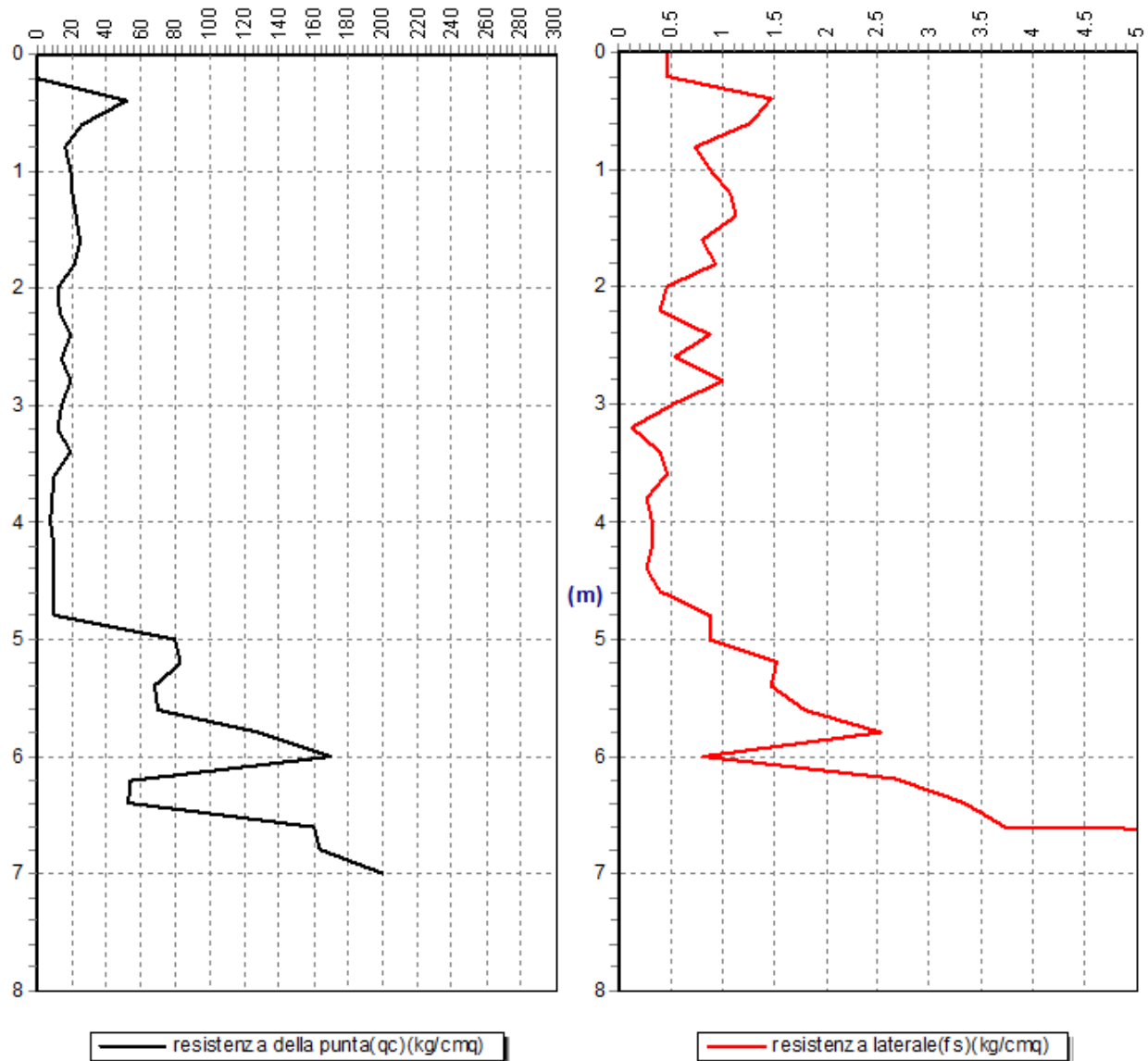


## CPT 5

### Tabulato della prova

<i>Prof. (m)</i>	<i>Rp (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Rp+Rl (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>qc (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>fs (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>u (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>fs/qc%</i>
0.2	0		0	0.47		
0.4	52	59	52	1.47		2.83
0.6	26	48	26	1.27		4.88
0.8	16	35	16	0.73		4.56
1	19	30	19	0.87		4.58
1.2	20	33	20	1.07		5.35
1.4	23	39	23	1.13		4.91
1.6	25	42	25	0.8		3.2
1.8	21	33	21	0.93		4.43
2	12	26	12	0.47		3.92
2.2	13	20	13	0.4		3.08
2.4	19	25	19	0.87		4.58
2.6	14	27	14	0.53		3.79
2.8	19	27	19	1		5.26
3	14	29	14	0.53		3.79
3.2	12	20	12	0.13		1.08
3.4	19	21	19	0.4		2.11
3.6	10	16	10	0.47		4.7
3.8	9	16	9	0.27		3
4	7	11	7	0.33		4.71
4.2	10	15	10	0.33		3.3
4.4	10	15	10	0.27		2.7
4.6	10	14	10	0.4		4
4.8	10	16	10	0.87		8.7
5	80	93	80	0.87		1.09
5.2	83	96	83	1.53		1.84
5.4	68	91	68	1.47		2.16
5.6	70	92	70	1.8		2.57
5.8	128	155	128	2.53		1.98
6	170	208	170	0.8		0.47
6.2	54	66	54	2.67		4.94
6.4	53	93	53	3.33		6.28
6.6	160	210	160	3.73		2.33
6.8	163	219	163	21.33		13.09
7	200	520	200	21.33		10.66

## Grafico della prova



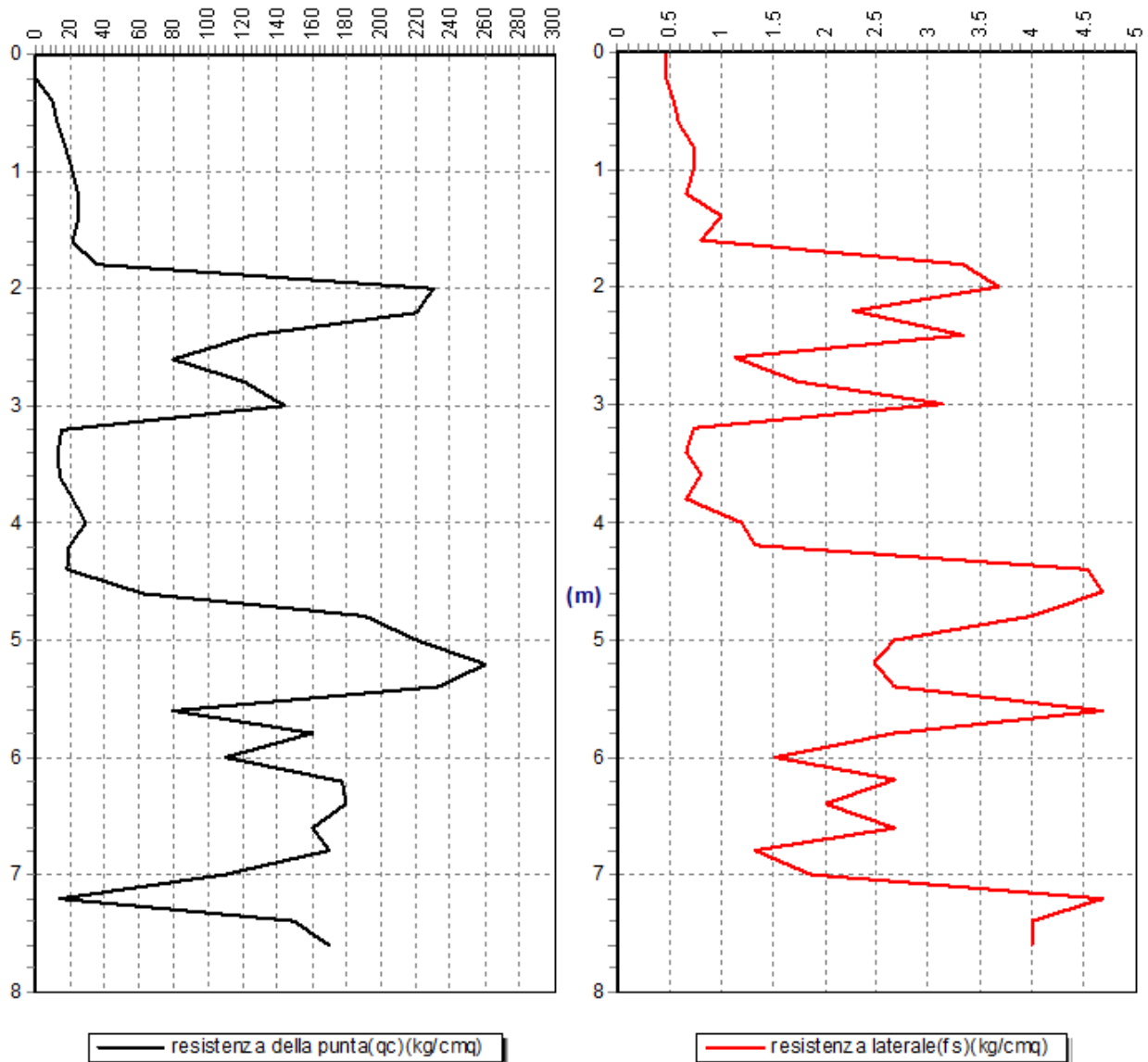
## CPT 6

### Tabulato della prova

<i>Prof. (m)</i>	<i>R<sub>p</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>R<sub>p</sub>+R<sub>I</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>q<sub>c</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>f<sub>s</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>u (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>f<sub>s</sub>/q<sub>c</sub>%</i>
0.2	0		0	0.47		
0.4	10	17	10	0.53		5.3
0.6	13	21	13	0.6		4.62
0.8	17	26	17	0.73		4.29
1	21	32	21	0.73		3.48
1.2	25	36	25	0.67		2.68
1.4	25	35	25	1		4
1.6	21	36	21	0.8		3.81
1.8	36	48	36	3.33		9.25
2	230	280	230	3.67		1.6
2.2	220	275	220	2.27		1.03
2.4	126	160	126	3.33		2.64
2.6	80	130	80	1.13		1.41
2.8	120	137	120	1.73		1.44
3	144	170	144	3.13		2.17
3.2	15	62	15	0.73		4.87
3.4	13	24	13	0.67		5.15
3.6	14	24	14	0.8		5.71
3.8	22	34	22	0.67		3.05
4	29	39	29	1.2		4.14
4.2	19	37	19	1.33		7
4.4	18	38	18	4.53		25.17
4.6	62	130	62	4.67		7.53
4.8	190	260	190	4		2.11
5	220	280	220	2.67		1.21
5.2	260	300	260	2.47		0.95
5.4	233	270	233	2.67		1.15
5.6	80	120	80	4.67		5.84
5.8	160	230	160	2.67		1.67
6	110	150	110	1.53		1.39
6.2	177	200	177	2.67		1.51
6.4	180	220	180	2		1.11
6.6	160	190	160	2.67		1.67
6.8	170	210	170	1.33		0.78
7	110	130	110	1.87		1.7
7.2	14	42	14	4.67		33.36
7.4	150	220	150	4		2.67
7.6	170	230	170	4		2.35



## Grafico della prova



## STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO E DELLA VULNERABILITÀ SISMICA CON VELOCIMETRO TRIASSIALE

### TECNICA DI MISURAZIONE E STRUMENTAZIONE

La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) consiste nel misurare direttamente, sfruttando il rumore di fondo ambientale (microtremori), le frequenze di risonanza degli edifici e dei terreni costituenti il sottosuolo, allo scopo di stimare gli effetti di sito e la vulnerabilità sismica dell'opera. Per rumore ambientale di fondo s'intende l'insieme delle vibrazioni che si propagano nel terreno dovute sia a fenomeni naturali, moto ondoso, perturbazioni atmosferiche, ecc., sia all'azione antropica, traffico veicolare, macchinari, ecc.. Si è riconosciuto, a partire dagli anni settanta, che i microtremori tendono a eccitare le frequenze naturali di oscillazione dei terreni, permettendone l'individuazione. In pratica ciò che viene misurato sono, in certo intervallo di frequenze, solitamente 0.1-100 Hz, le velocità dei microtremori lungo il piano orizzontale e verticale (H e V) e il rapporto fra le due componenti (H/V). I valori di massimo locale (picchi positivi) di H/V ai quali corrispondono minimi locali di V individuano le frequenze di risonanza degli strati di terreno lungo la verticale di misura. Più elevato è il valore del rapporto H/V maggiore è il contrasto di impedenza sismica e quindi la variazione di velocità delle onde S fra livelli stratigrafici contigui.



La tecnica HVSR richiede l'utilizzo di un velocimetro triassiale, cioè di un sismometro a stazione singola in grado di registrare i microtremori lungo le due direzioni orizzontali (X, Y) e lungo quella verticale (Z), in un ampio intervallo di frequenze (0.1-100 Hz) e per una durata sufficientemente lunga (mediamente 10-20 minuti). Il moto indotto nel terreno viene misurato in termini di velocità attraverso tre velocimetri, uno per ogni direzione di misura (X, Y e Z), secondo il passo di campionamento impostato dall'operatore. Le misure registrate vengono poi elaborate e restituite graficamente in forma di spettri H/V (rapporto H/V in funzione della frequenza, dove H è la media delle misure lungo X e Y) e spettri V (componente verticale del moto in funzione della frequenza).

Attraverso la tecnica HVSR è possibile:

- valutare in maniera quantitativa gli effetti di sito (risposta sismica locale e suscettibilità alla liquefazione del terreno);
- ricavare il profilo delle velocità delle onde S con la profondità e calcolare il parametro  $V_{s30}$ ;
- analizzare la vulnerabilità sismica degli edifici, esistenti o in progetto.

### EFFETTI DI SITO. RISPOSTA SISMICA LOCALE

Le onde di taglio (S) sono le principali responsabili delle lesioni che subiscono gli edifici durante un evento sismico. Infatti, mentre le onde di compressione (P) agiscono sulle sovrastrutture in direzione prevalentemente verticale (moto sussultorio), le onde S sollecitano le stesse con forze di taglio lungo il piano orizzontale (moto ondulatorio), dove gli elementi strutturali sono più vulnerabili. Nelle analisi di pericolosità sismica è quindi fondamentale esaminare in dettaglio in che modo le onde S si propagano. E' infatti ampiamente dimostrato che questo tipo di oscillazione durante il percorso verso la superficie può subire

un'azione di filtraggio che tende a ridistribuire l'energia associata al treno d'onda, concentrandola in determinate frequenze, corrispondenti alle frequenze naturali di vibrazione dei terreni attraversati. L'effetto finale è quello di amplificare le onde S che andranno a sollecitare l'opera.

Questo fenomeno può essere dovuto sia a particolarità topografiche del sito (amplificazione topografica), come valli sepolte o zone di cresta o di versante in pendii naturali o artificiali, sia a variazioni brusche nelle caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati lungo la verticale (amplificazione stratigrafica).

Lermo e Chavez-Garcia (1993), basandosi sul lavoro di Nakamura (1989), suggeriscono che lo spettro H/V possa essere visto, a tutti gli effetti, come rappresentativo della funzione di trasferimento del moto sismico dal bedrock alla superficie.

Secondo questi Autori quindi le ampiezze dei picchi stratigrafici nello spettro H/V possono essere interpretate direttamente come fattori di amplificazione del moto sismico, almeno per quanto riguarda la componente stratigrafica.

### LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

Per liquefazione di un terreno s'intende il totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi.

Se si esprime la resistenza al taglio attraverso la relazione di Coulomb:

$$\tau = c + (\sigma_{v0} - u) \tan \varphi$$

con:

c = coesione del terreno

$\sigma_{v0}$  = pressione litostatica totale agente alla profondità d'indagine

u = pressione interstiziale dell'acqua

$\varphi$  = angolo di resistenza al taglio del terreno.

È evidente che la grandezza  $\langle \tau \rangle$  si può annullare solo nel caso in cui siano verificate le condizioni:

a)  $c = 0$ ;

b)  $(\sigma_{v0} - u) = 0$ ;

(il caso  $c = 0$  non ha importanza pratica, perché può verificarsi solo in terreni coesivi in condizioni non drenate, dove però la condizione  $\langle c=0 \rangle$  non può ovviamente verificarsi).

La condizione a) vieta che il fenomeno della liquefazione possa verificarsi in terreni coesivi o incoerenti ma con una significativa frazione argillosa o limosa plastica. La condizione b) si verifica, quando la pressione interstiziale uguaglia la pressione totale esercitata ad una data profondità dalla colonna di terreno sovrastante e dagli eventuali sovraccarichi presenti in superficie ( $u = \sigma_{v0}$ ). In definitiva il fenomeno della liquefazione si può manifestare preferibilmente in depositi sciolti non coesivi posti sotto falda, in seguito ad eventi che producano un forte aumento della pressione interstiziale dell'acqua. Nakamura (1996) propone di utilizzare il parametro  $K_g$ , ricavato con la tecnica HVSR, per quantificare la vulnerabilità sismica del sito, in riferimento soprattutto al fenomeno della liquefazione.  $K_g$ , detto indice di vulnerabilità del sito, si ottiene con la seguente relazione:

$$K_g = \frac{A_g^2}{F_g}$$

dove  $A_g$  è l'ampiezza del picco più importante dello spettro H/V e  $F_g$  la corrispondente frequenza. I siti con valore di  $K_g > 10$  sono da considerarsi a elevata vulnerabilità e quindi a rischio liquefazione, naturalmente partendo dal presupposto che ci siano le condizioni geologiche perché il fenomeno possa avvenire.

### PROFILO VELOCITÀ DELLE ONDE S E CLASSIFICAZIONE DEL SOTTOSUOLO SECONDO IL D.M. 14.01.2008

Il D.M. 14.01.2008 propone come riferimento di calcolo dell'amplificazione sismica locale, in particolare della componente stratigrafica, il metodo di Borcherdt (1994) basato sulla stima del parametro  $V_{s30}$ . Per  $V_{s30}$

s'intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati fino a 30 metri di profondità dal piano di posa della fondazione, calcolata secondo la relazione:

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

Sulla base del valore calcolato di  $V_{s30}$  vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico.

Categ. Sottos.	Descrizione	Spessore (m)	Vs (m/s)	Nspt	Cu (kPa)
<b>A</b>	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s30}$ superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 3 m.	Qualsiasi	$\geq 800$		
<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 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ , compresi fra 360 m/s e 800 m/s ( $N_{spt,30} > 50$ nei terreni a grana grossa o $c_{u30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).	> 30 m	$\geq 360$ $\leq 800$	>50	>250
<b>C</b>	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30}$ compresi fra 180 e 360 m/s ( $15 < N_{spt,30} < 50$ nei terreni a grana grossa, $70 < c_{u30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).	> 30 m	$\geq 180$ $\leq 360$	>15 <50	>50 <250
<b>D</b>	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ( $N_{spt,30} < 15$ nei terreni a grana grossa, $c_{u30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).	> 30 m	< 180	<15	>70
<b>E</b>	Terreni di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, giacenti su un substrato di riferimento ( $V_{s30} > 800$ m/s).	Fino a 20 m	$\approx$ C e D	$\approx$ C e D	$\approx$ C e D
<b>S1</b>	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.				
<b>S2</b>	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.				

Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

Una valutazione del parametro  $V_{s30}$  può essere condotta attraverso l'inversione vincolata dello spettro H/V ricavata con il velocimetro triassiale. In pratica viene utilizzata la relazione che lega la frequenza di risonanza del terreno (f) alla velocità delle onde S nel terreno stesso (Vs):

$$f(H/V) = \frac{V_s}{4h}$$

dove  $h$  è la profondità della base dello strato. Nota la profondità di un singolo livello stratigrafico, solitamente il primo, è possibile procedere all'inversione dello spettro H/V, modellando la curva sintetica in modo da ottenere la sovrapposizione con quella misurata. Normalmente i picchi alle alte frequenze (>10 Hz) segnalano la presenza di passaggi stratigrafici molto superficiali, quelli alle basse frequenze (<1 Hz) variazioni stratigrafiche profonde. Poiché le inversioni di velocità, cioè il passaggio andando in profondità da livelli veloci a livelli meno veloci, non da origine a picchi nello spettro H/V, queste non possono essere rilevate direttamente. Un indizio della presenza di inversioni di velocità può essere fornito però, indirettamente, dall'andamento dello spettro H/V: ampi intervalli di frequenza in cui costantemente il rapporto H/V si mantiene minore di uno sono spesso associabili a variazioni negative delle velocità con la profondità.

Si tenga presente infine che in realtà i microtrempi sono costituiti in parte da onde di superficie e non solo quindi da onde di taglio, ma poiché le velocità dei due tipi di oscillazione sono confrontabili la procedura descritta può essere impiegata senza introdurre errori significativi.

## VULNERABILITÀ SISMICA DELL'OPERA

Per vulnerabilità sismica s'intende la suscettibilità di un'opera a subire lesioni in seguito alle sollecitazioni indotte dal sisma. E' stato dimostrato che la vulnerabilità agli eventi sismici di un edificio di edificazione relativamente recente è solo marginalmente collegabile alle modalità costruttive dello stesso. Molto più gravoso è l'effetto dell'amplificazione sismica locale, che tende a aumentare in maniera importante l'intensità delle forze sismiche agenti sulla struttura. In particolare se la frequenza di risonanza dell'edificio è confrontabile con quella dei terreni di fondazione si verifica il fenomeno della risonanza accoppiata che comporta un'amplificazione delle sollecitazioni sismiche sull'opera. Nel caso di edifici in fase di progettazione o di realizzazione la frequenza di risonanza fondamentale dell'opera può essere valutata con formule semplificate, quale quella indicata nel D.M. 14.01.2008:

$$f_s = \frac{1}{C_1 Z^4}$$

in cui  $C_1$  è un fattore che dipende dalla tipologia costruttiva.

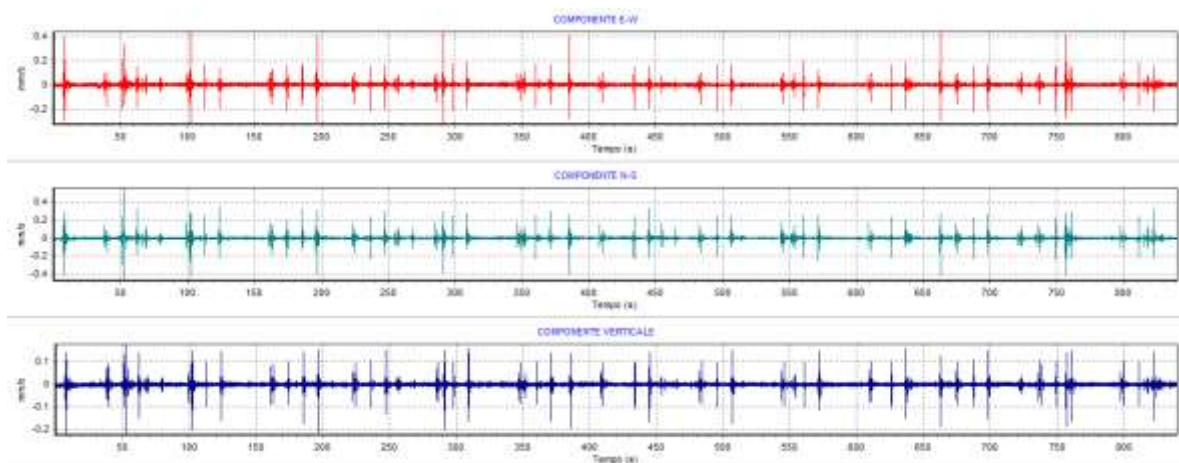
Tipologia	$C_1$
Costruzioni con struttura a telaio in acciaio	0,085
Costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato	0,075
Costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura	0,050

La relazione è valida per edifici con Z non superiore ai 40 metri e massa distribuita, approssimativamente, in maniera uniforme lungo l'altezza. Negli edifici esistenti il valore della frequenza fondamentale di risonanza può essere invece misurato direttamente con il velocimetro triassiale. In questo caso è necessario misurare il rapporto  $H_i/H_0$ , dove  $H_0$  è lo spettro della componente orizzontale, lungo X o Y, riferita al piano terra e  $H_i$  la stessa componente misurata al piano i-esimo. Nella pratica spesso si eseguono solo due misure, ubicate lungo la stessa verticale, una al piano terra e una all'ultimo piano dell'edificio. Il picco positivo massimo dello spettro  $H_i/H_0$  indica direttamente la frequenza di risonanza fondamentale della struttura.

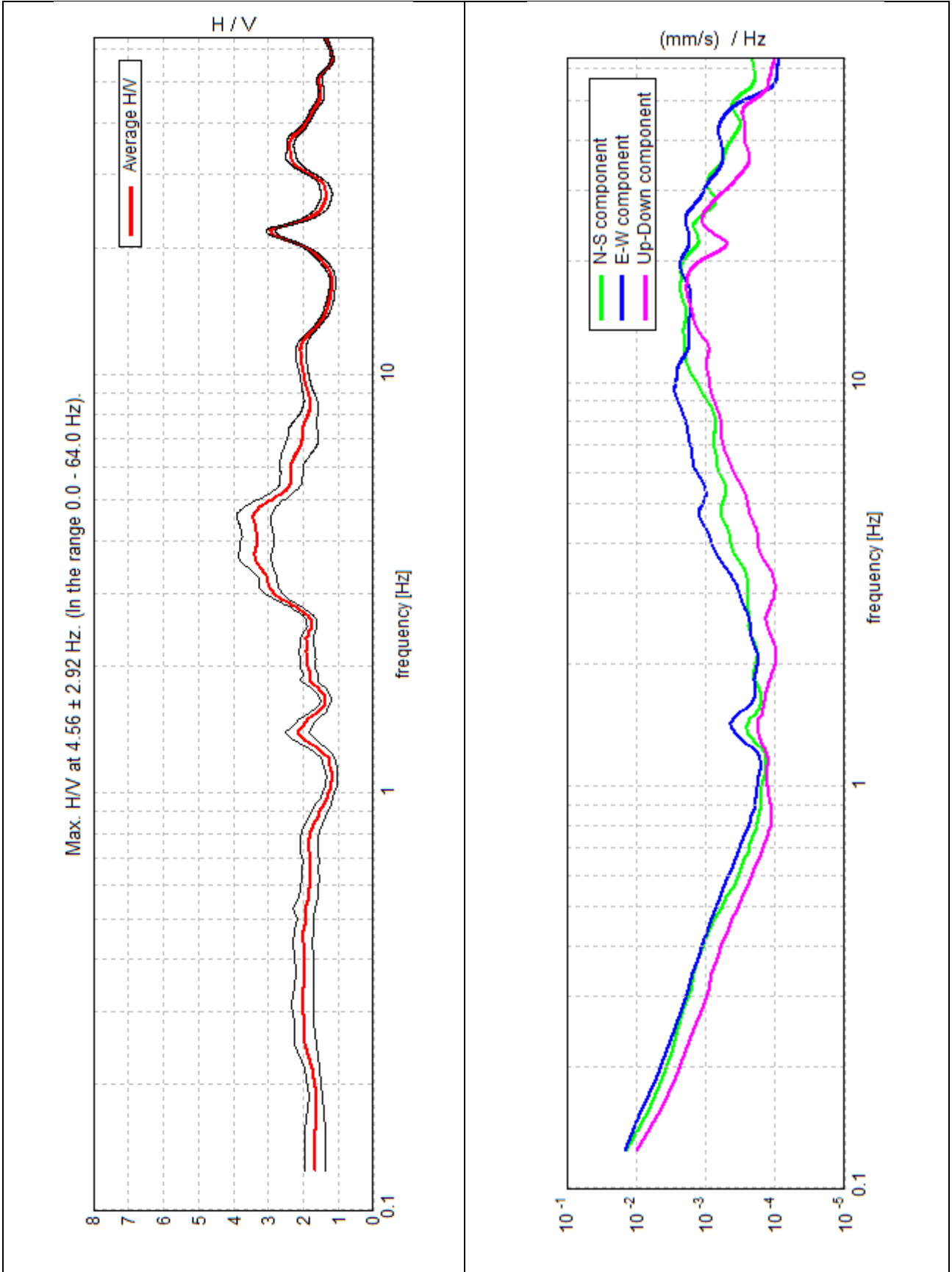
## RISULTATI DELL'ANALISI

Località:	FLERO (BS)	
Coordinate geografiche:	LATITUDINE 45.491949 ° N	LONGITUDINE 10.168536°E
Data:	29 NOVEMBRE 2016	

## SPETTRI H/V E V REGISTRATI NEL SITO DI MISURA



Microtremori lungo le componenti Est-Ovest, Nord-Sud e Verticale. Durata della registrazione: 14minuti



### LINEE GUIDA SESAME (2005)

Picco H/V a  $4.56 \pm 2.92$  Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

$f_0 > 10 / Lw$ :  $4.56 > 0.50$  [ OK ]

$nc(f_0) > 200$ :  $3558.8 > 200$  [ OK ]

$sA(f) < 2$  for  $0.5f_0 < f < 2f_0$  if  $f_0 > 0.5$ Hz

$sA(f) < 3$  for  $0.5f_0 < f < 2f_0$  if  $f_0 < 0.5$ Hz Superato 0 volte su 220 [ OK ]

Esiste f- in  $[f_0/4, f_0]$  |  $AH/V(f-) < A_0 / 2$ : 1.813 Hz [ OK ]

Esiste f+ in  $[f_0, 4f_0]$  |  $A_H/V(f+) < A_0 / 2$ : 12.781 Hz [ OK ]

$A_0 > 2$ :  $3.43 > 2$  [ OK ]

$f\_picco[A_H/V(f) \pm sA(f)] = f_0 \pm 5\%$ :  $|0.64068| < 0.05$  [ NO ]

$sf < e(f_0)$ :  $2.9231 < 0.22813$  [ NO ]

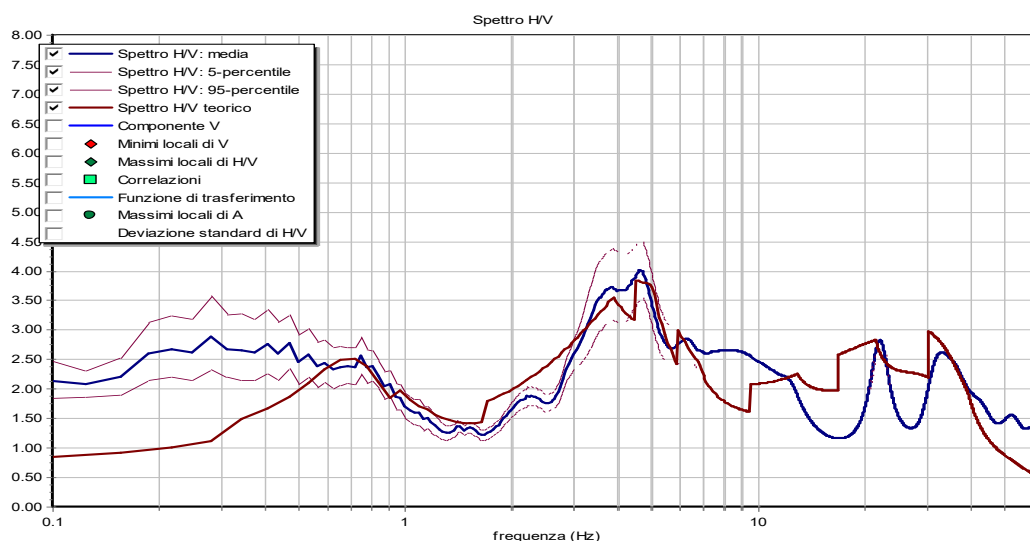
$sA(f_0) < q(f_0)$ :  $0.4898 < 1.58$  [ OK ]

Nello spettro H/V sono stati individuati i picchi positivi che corrispondono ad altrettanti minimi locali nello spettro V (Up-Down component in legenda), fatto questo che consente di riconoscere le frequenze associate ai picchi H/V come frequenze di risonanza del terreno. L'indice di vulnerabilità del sito ( $K_g$ ) viene calcolato facendo riferimento ai soli picchi stratigrafici dello spettro H/V posti a frequenze inferiori o prossime a 10 Hz, in quanto quelli presenti a frequenze superiori non sono significativi dal punto di vista della vulnerabilità sismica. Nel caso in esame i picchi H/V stratigrafici significativi individuati hanno fornito un valore massimo di  $K_g$  uguale a 8.69 . Il sito deve essere perciò classificato come a media pericolosità sismica locale.

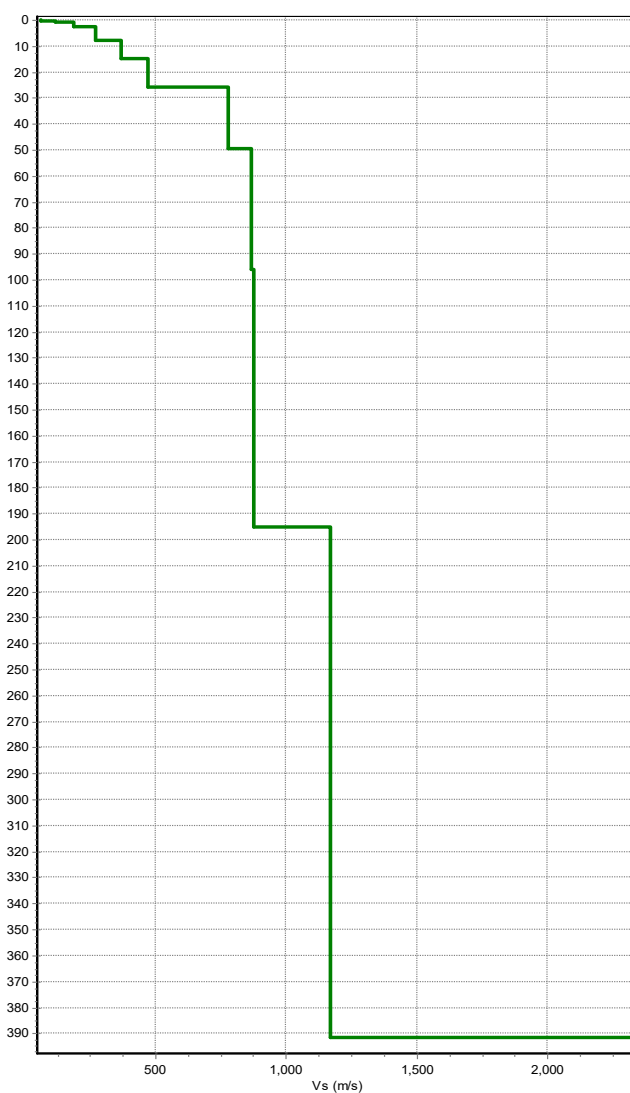
Frequenza (Hz)	Ampiezza	$K_g$
0.75	2.55	8.69
1.09	1.59	2.31
2.22	1.87	1.58
3.88	3.72	3.58
4.66	4.01	3.45
6.31	2.85	1.28
8.31	2.65	0.85

La curva H/V sintetica è stata modellata in modo da sovrapporsi ai picchi stratigrafici misurati.

L'inversione, calibrata sulla stratigrafia ottenuta dall'indagine geognostica eseguita nel sito, ha consentito di ricostruire il profilo delle velocità delle onde S in funzione della profondità.



Profondità da (m) a (m)		$\Delta z$ (m)	Vs (m/s)	Inversioni di velocità
0.0	0.32	0.32	59	-
0.32	0.98	0.66	113	-
0.98	2.81	1.83	186	-
2.81	7.64	5.03	269	-
7.64	14.84	7.0	365	-
14.84	26.04	11.2	471	-
26.04	49.48	23.44	776	-
49.48	95.93	46.45	865	-
95.93	195.04	99.11	877	-
195.04	391.44	196.4	1172	-
Oltre 391.44			2343	-



Classe sito: C - Vs30 (m/s)= 341.4



Il valore di  $V_{s30}$ , calcolato dal p.c. attuale, è risultato uguale a **341 m/s**, che pone il sito nella **categoria di sottosuolo C** secondo il D.M. 14.01.2008.

Per quanto riguarda la vulnerabilità sismica dell'opera in progetto, la frequenza di risonanza fondamentale è stata stimata con la relazione del d.m.14.01.2008 in funzione dell'altezza complessiva dell'edificio rispetto al piano di posa delle fondazioni (Z).

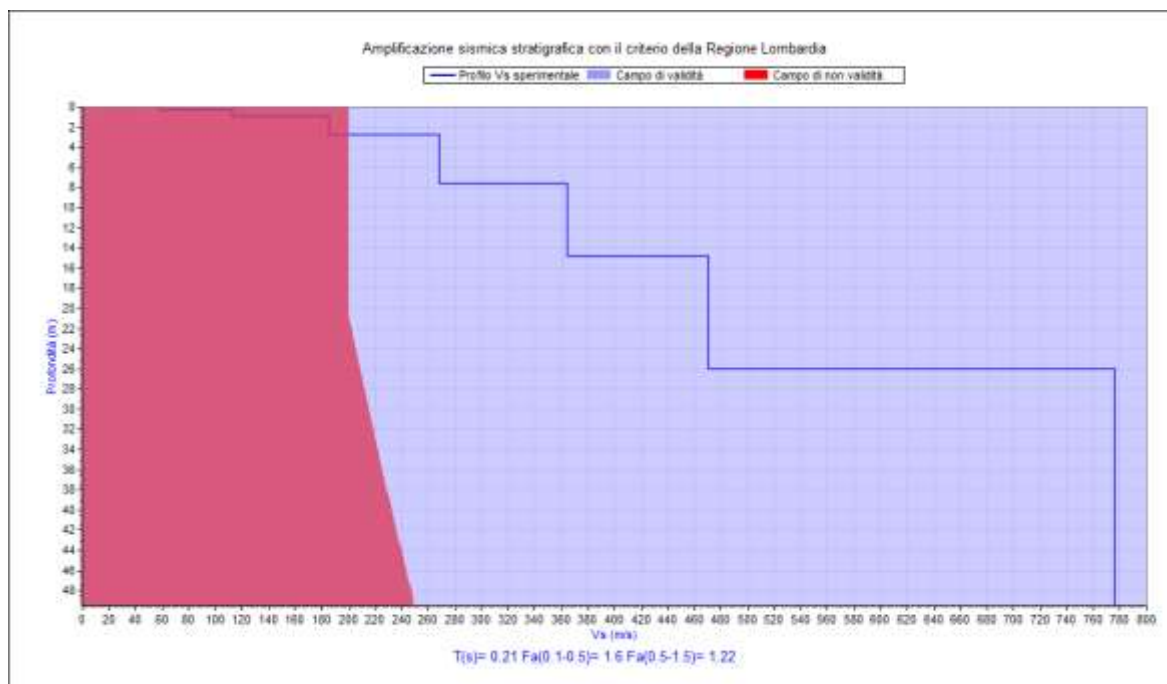
Sulla base delle frequenze dei picchi stratigrafici H/V individuati si è stimata l'altezza dell'opera rispetto alla quale si può verificare il rischio della doppia risonanza terreno-edificio. Sono stati esclusi dal calcolo i picchi H/V posti a frequenze superiori ai 10 Hz che corrispondono a edifici di altezza minore di 2,5-3,0 metri.

Frequenza picchi H/V(Hz)	Z (m) con $C_1=0,050$	Z (m) con $C_1=0,075$	Z (m) con $C_1=0,085$
0.75	79.58	46.35	39.23
1.09	48.13	28.03	23.73
2.22	18.75	10.92	9.24
3.88	8.91	5.19	4.39
4.66(frequenza fondamentale)	6.98	4.06	3.44
6.31	4.65	2.71	2.29
8.31	3.22	1.88	1.59

## ANALISI DI II LIVELLO SECONDO LA NORMATIVA REGIONALE VIGENTE

Adottando il criterio previsto dalla Normativa regionale, sulla base dell'andamento del profilo della velocità delle onde S ricavato con l'indagine geofisica, si è selezionata la scheda litologica sabbiosa. Il periodo di oscillazione fondamentale della colonna lito-stratigrafica è stato misurato direttamente con l'indagine geofisica ed è risultato uguale a 0.21 s. Utilizzando questo dato si sono ricavati i seguenti valori di  $F_a$  (fattori di amplificazione spettrali):

- $F_a$  (nell'intervallo 0.1-0.5 s) =  $1.6 \pm 0.1 < 1.8$  (soglia comunale)
- $F_a$  (nell'intervallo 0.5-1.5 s) =  $1.2 \pm 0.1 < 2.4$  (soglia comunale)



### Valutazione dei fattori di amplificazione stratigrafici con il criterio della L.R. 11 Marzo 2005 n.12

Questi valori sono stati confrontati con quelli di soglia previsti dalla Normativa regionale, nel caso di sottosuolo di tipo C, per il Comune di Brescia (1.8 e 2.4 rispettivamente).  
**I valori di Fa calcolati risultano inferiori a quelli di soglia.**

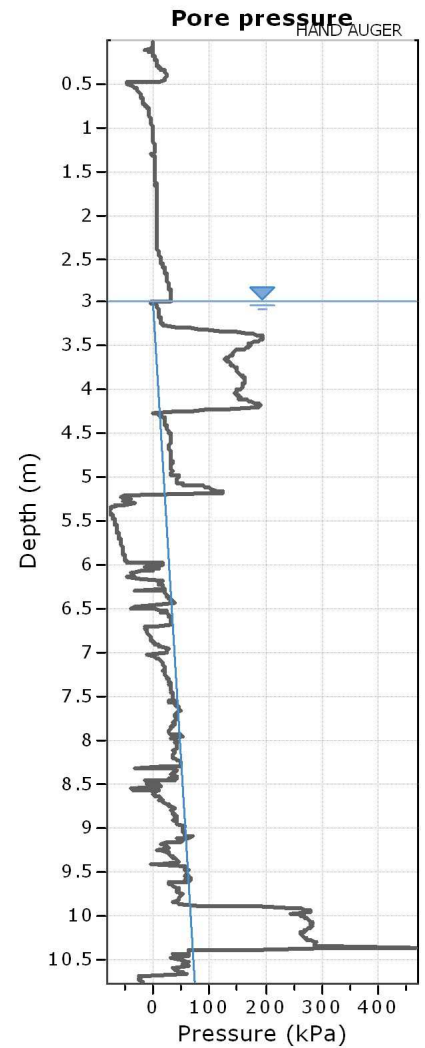
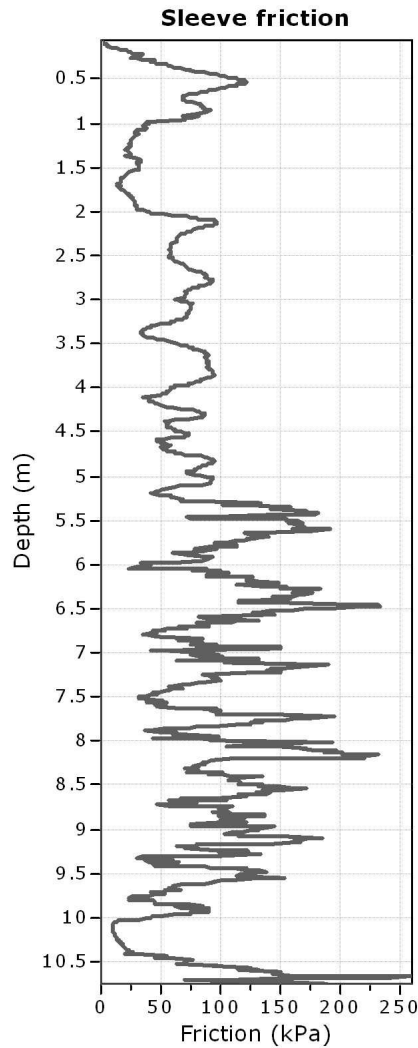
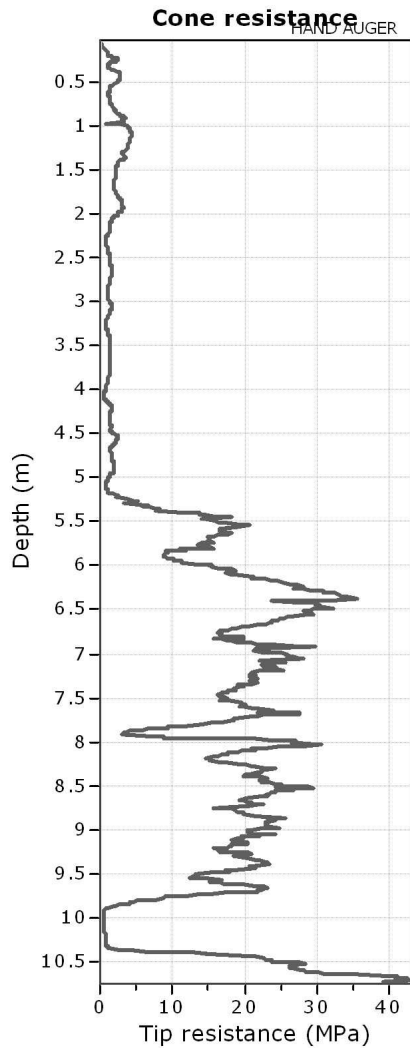
*Puegnago del Garda (BS), 18 maggio 2017*

IL TECNICO  
DOTT. GEOL. STEFANO SALVI



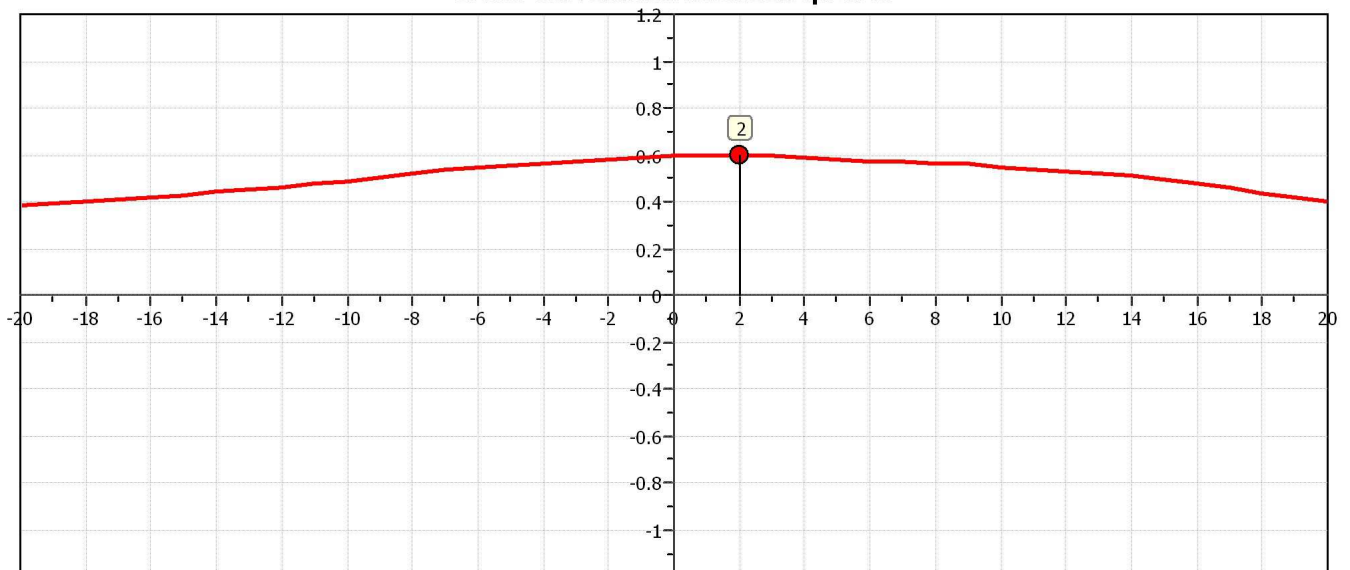
**Project:**

**Location: FLERO (BS)**



The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw  $q_c$  and  $f_s$  values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).

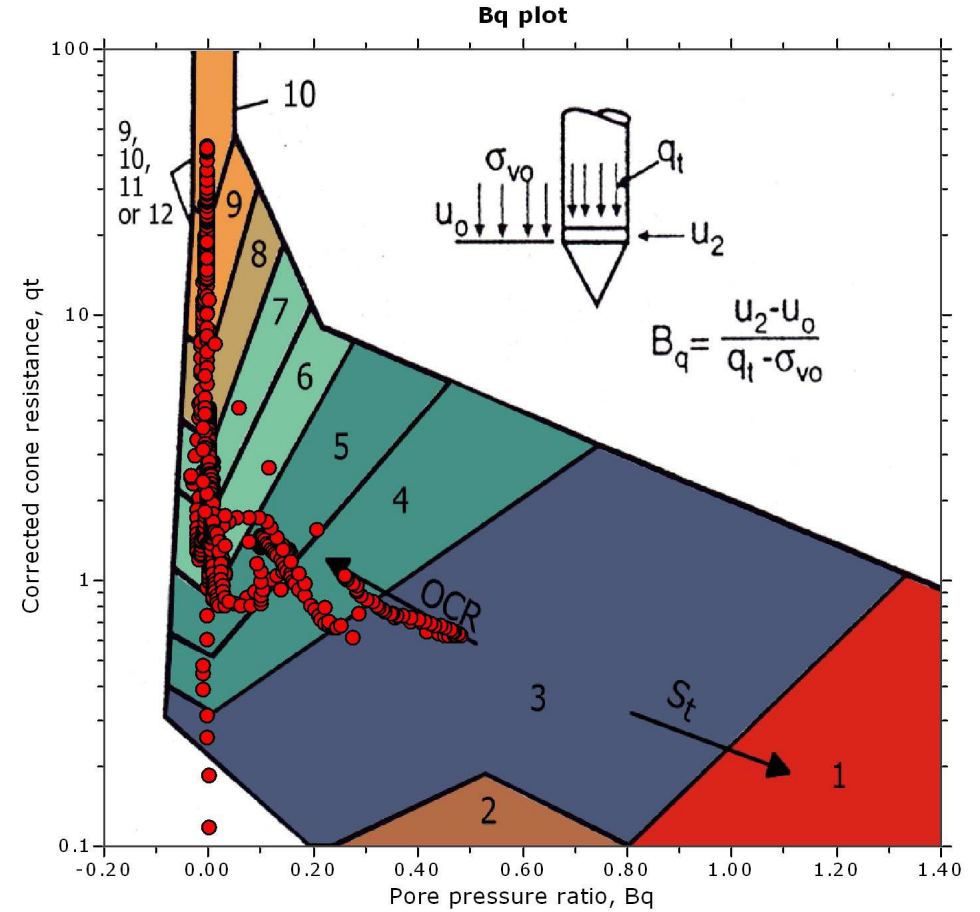
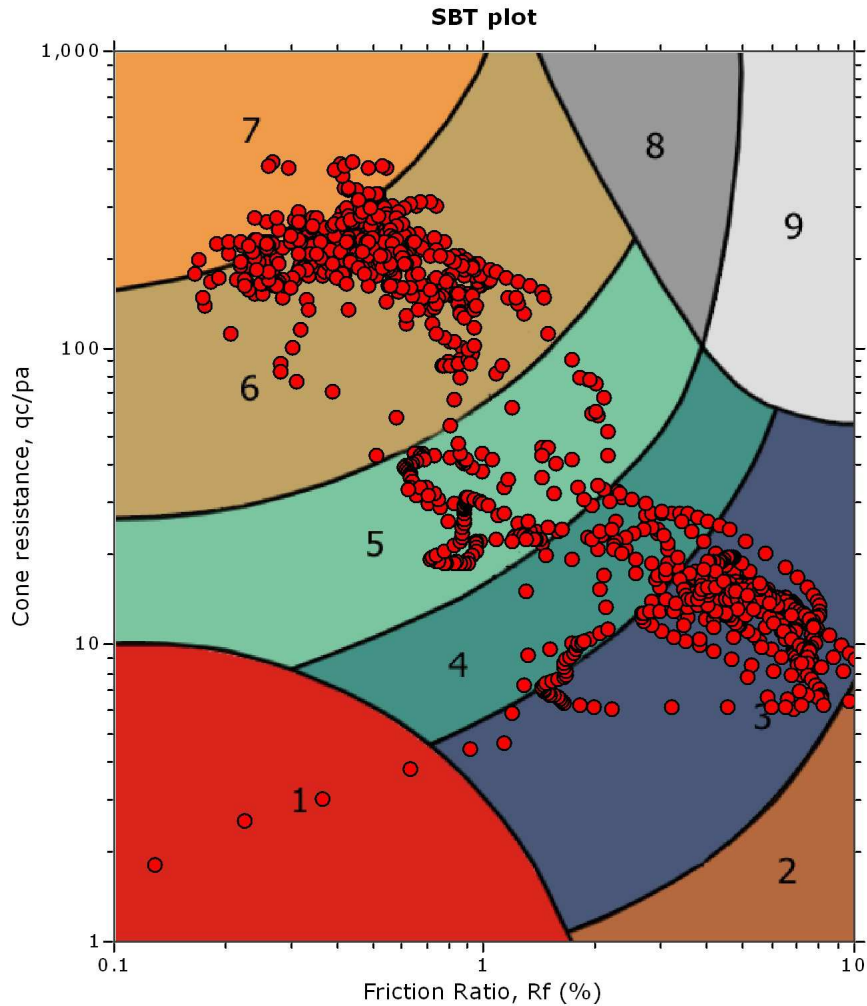
**Cross correlation between  $q_c$  &  $f_s$**



Project:

Location: FLERO (BS)

SBT - Bq plots



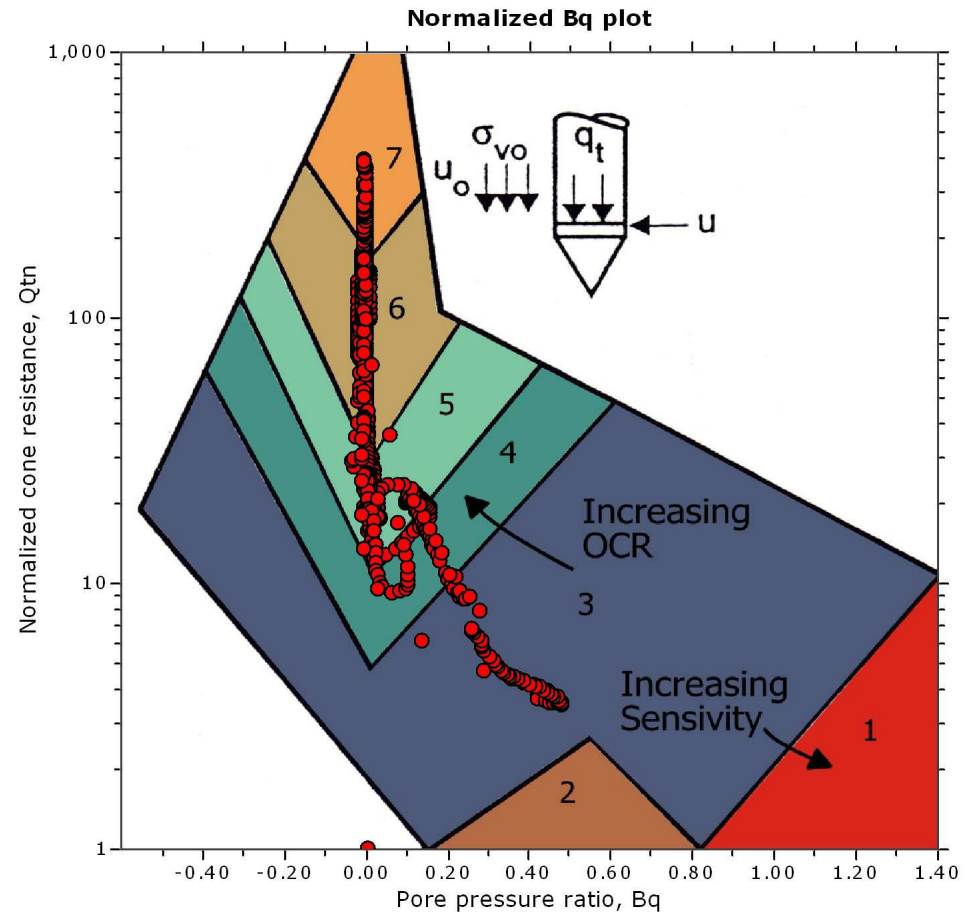
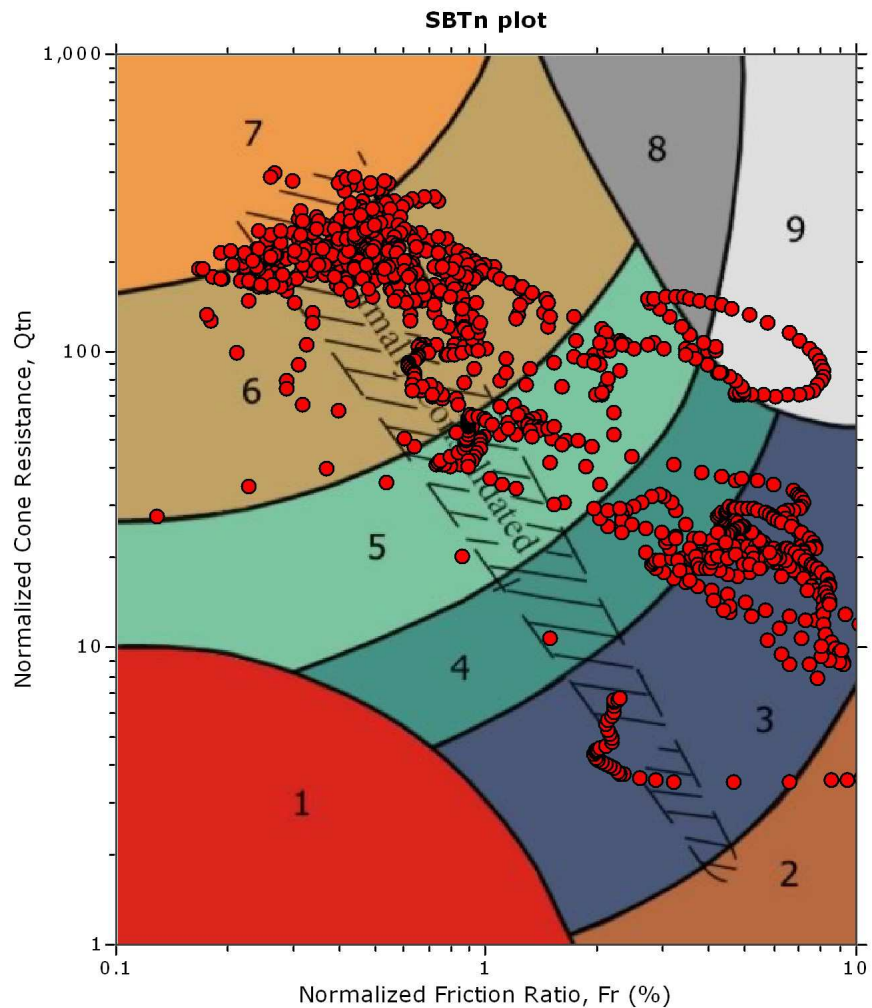
SBT legend

- |                           |                              |                                   |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravely sand to sand           |
| 2. Organic material       | 5. Silty sand to sandy silt  | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty clay     | 6. Clean sand to silty sand  | 9. Very stiff fine grained        |

Project:

Location: FLERO (BS)

SBT - Bq plots (normalized)



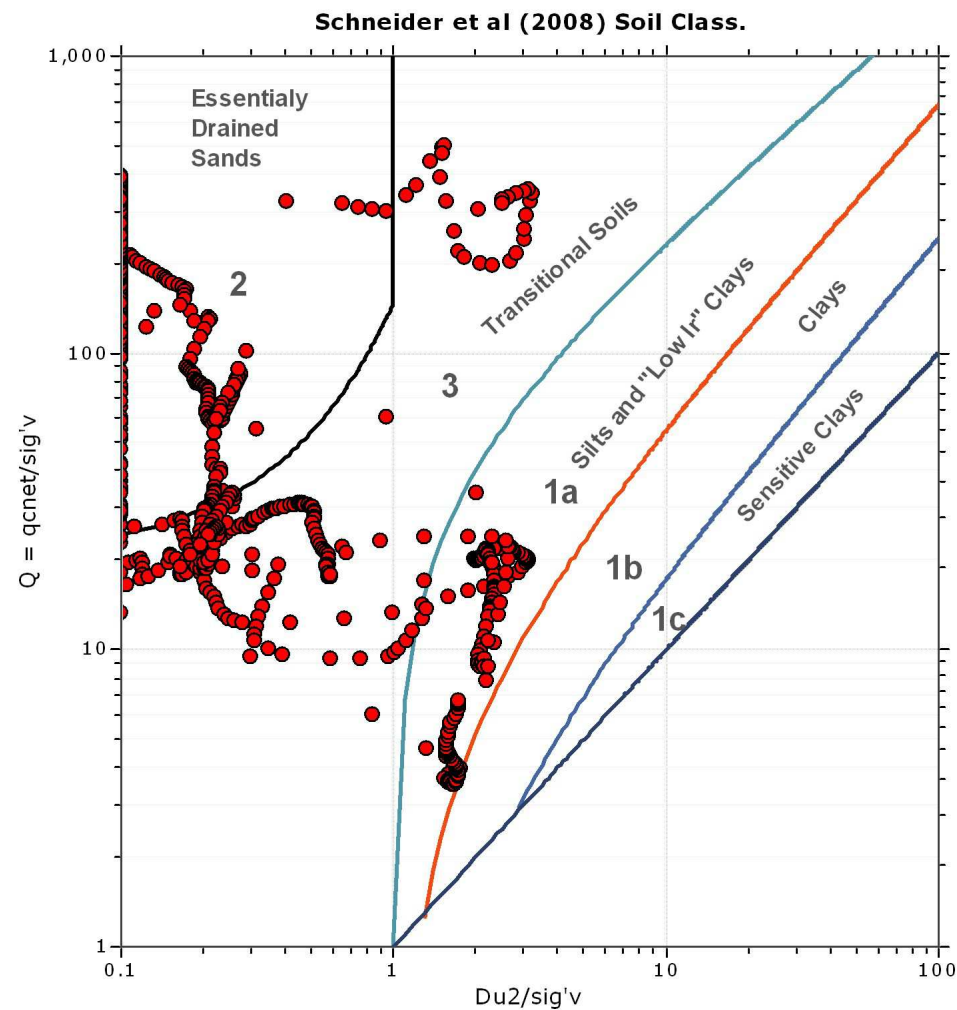
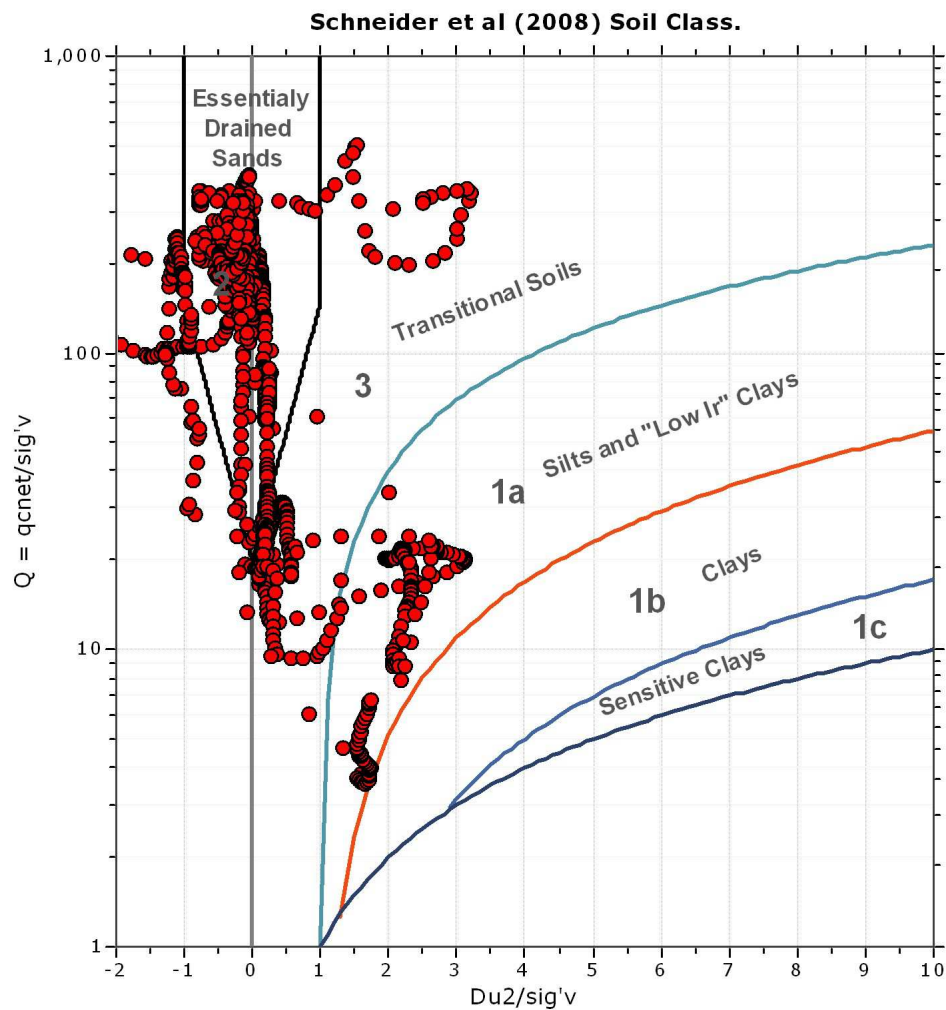
SBTn legend

- |                           |                              |                                   |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravely sand to sand           |
| 2. Organic material       | 5. Silty sand to sandy silt  | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty clay     | 6. Clean sand to silty sand  | 9. Very stiff fine grained        |

Project:

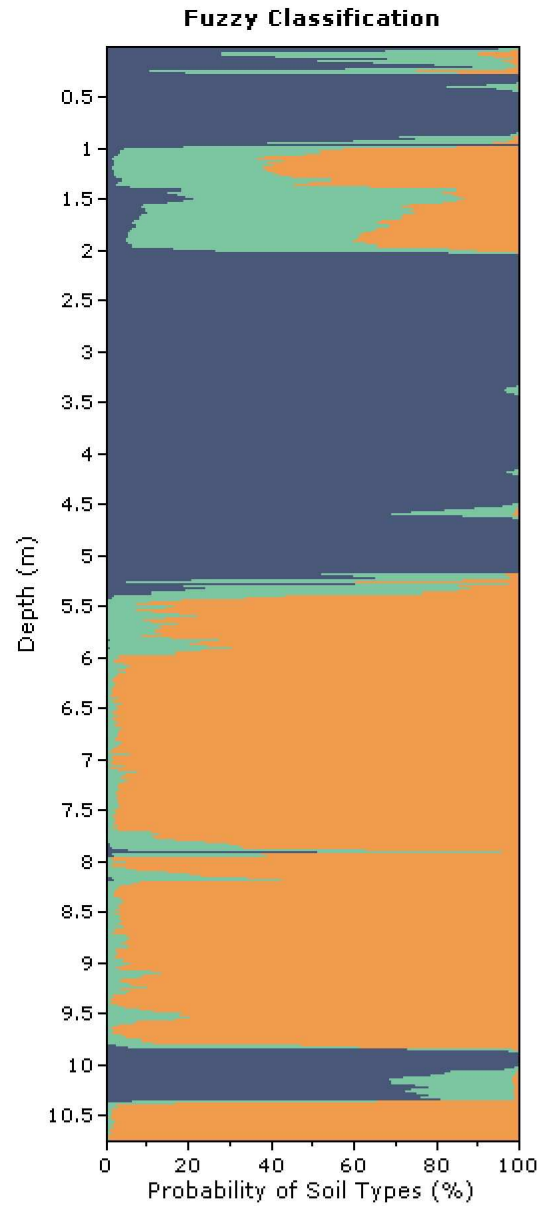
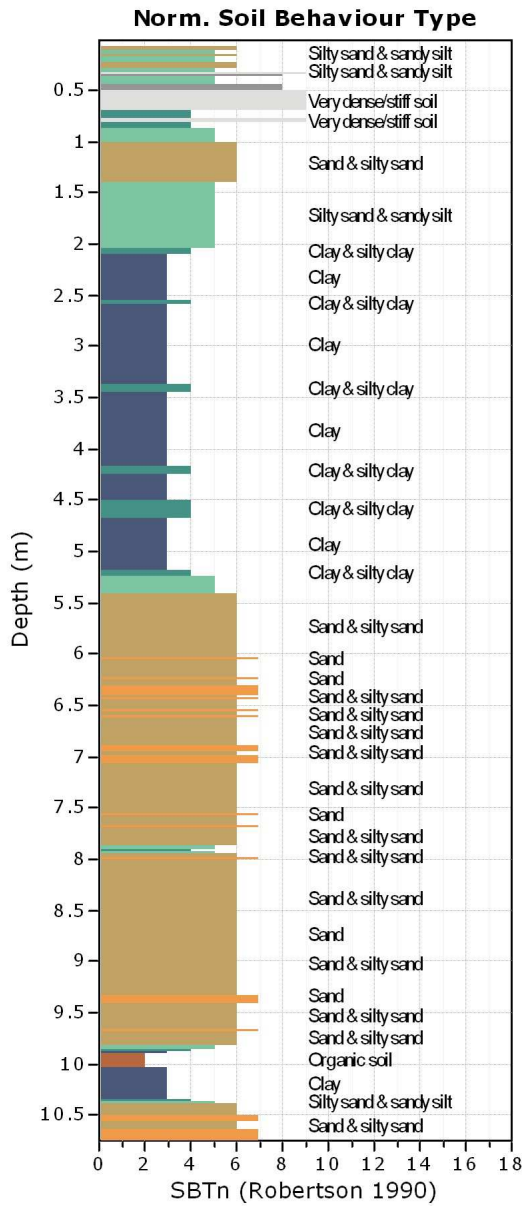
Location: FLERO (BS)

**Bq plots (Schneider)**



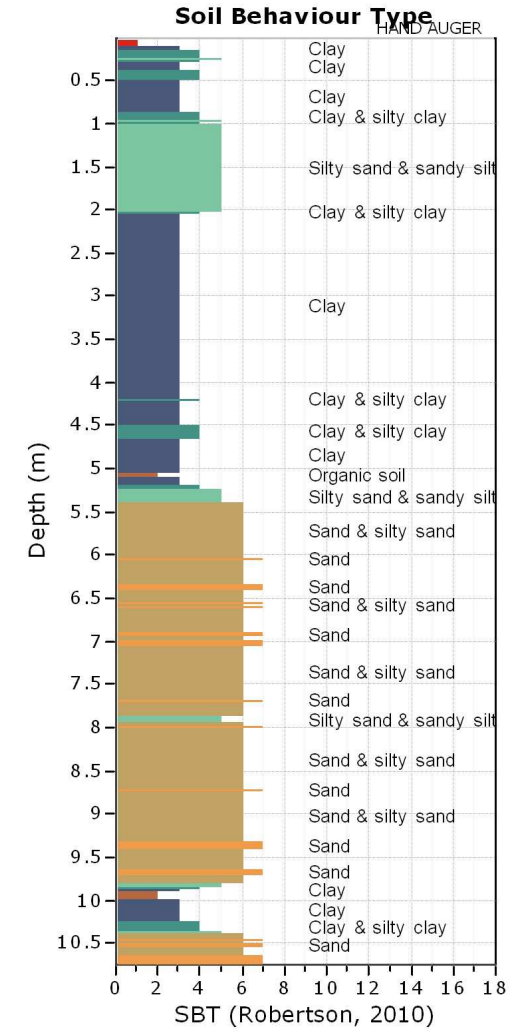
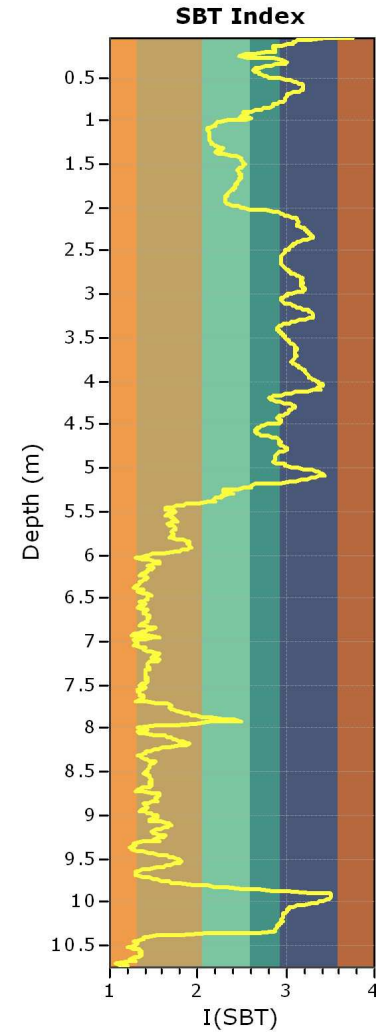
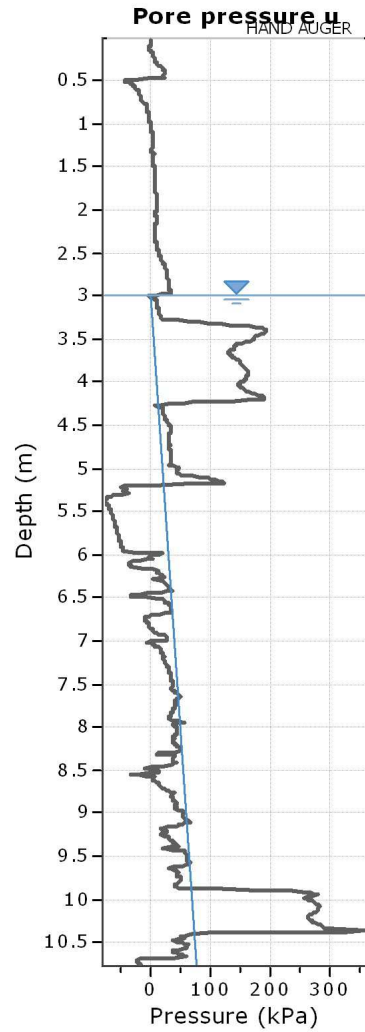
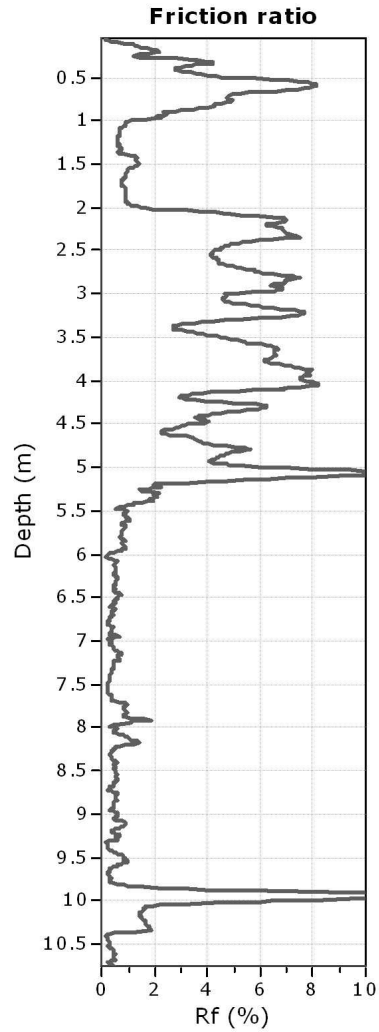
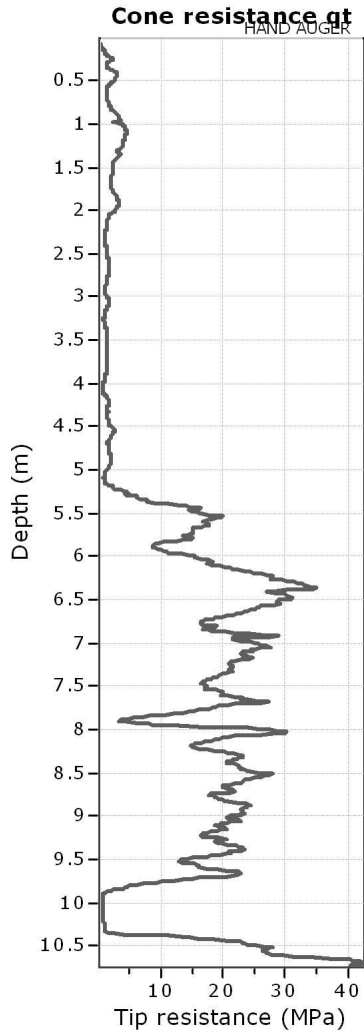
**Project:**

**Location: FLERO (BS)**



**Project:**

**Location: FLERO (BS)**



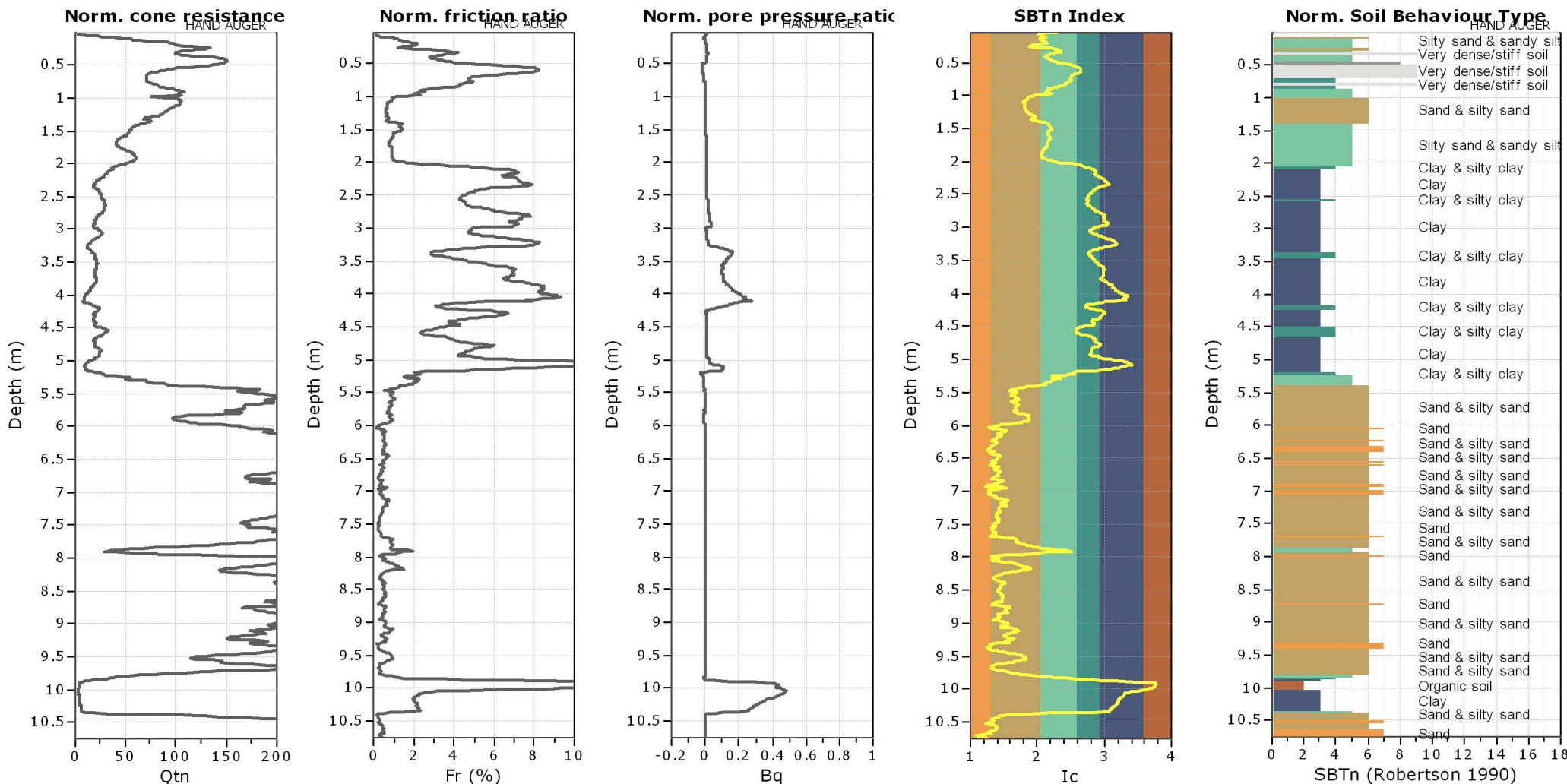
**SBT legend**

- |                           |                              |                                   |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravely sand to sand           |
| 2. Organic material       | 5. Silty sand to sandy silt  | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty clay     | 6. Clean sand to silty sand  | 9. Very stiff fine grained        |



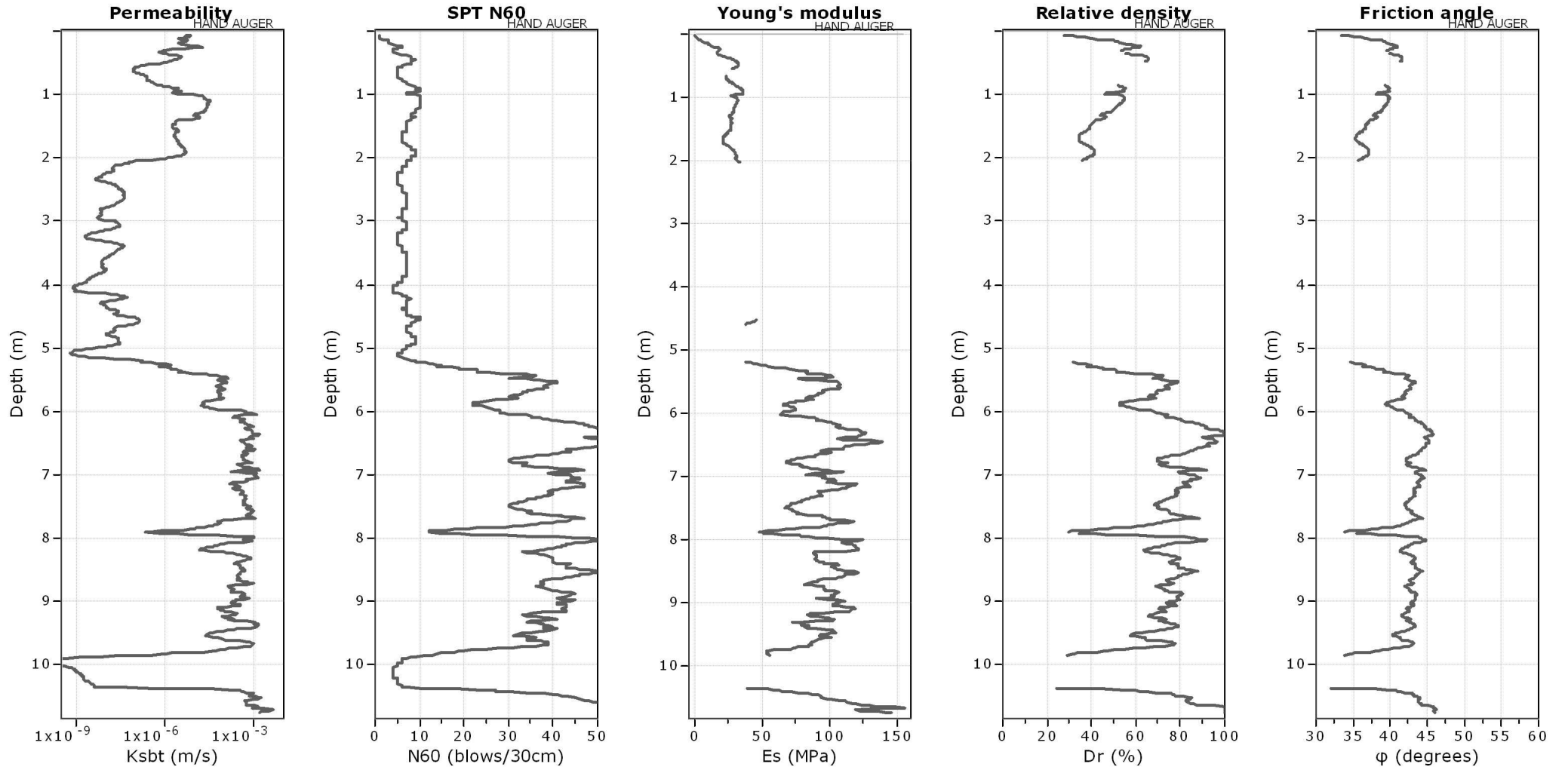
Project:

Location: FLERO (BS)



- SBTn legend**
- 1. Sensitive fine grained
  - 4. Clayey silt to silty clay
  - 7. Gravely sand to sand
  - 2. Organic material
  - 5. Silty sand to sandy silt
  - 8. Very stiff sand to clayey sand
  - 3. Clay to silty clay
  - 6. Clean sand to silty sand
  - 9. Very stiff fine grained

Project:  
Location: FLERO (BS)



**Calculation parameters**

Permeability: Based on  $SBT_n$

SPT  $N_{60}$ : Based on  $I_c$  and  $q_t$

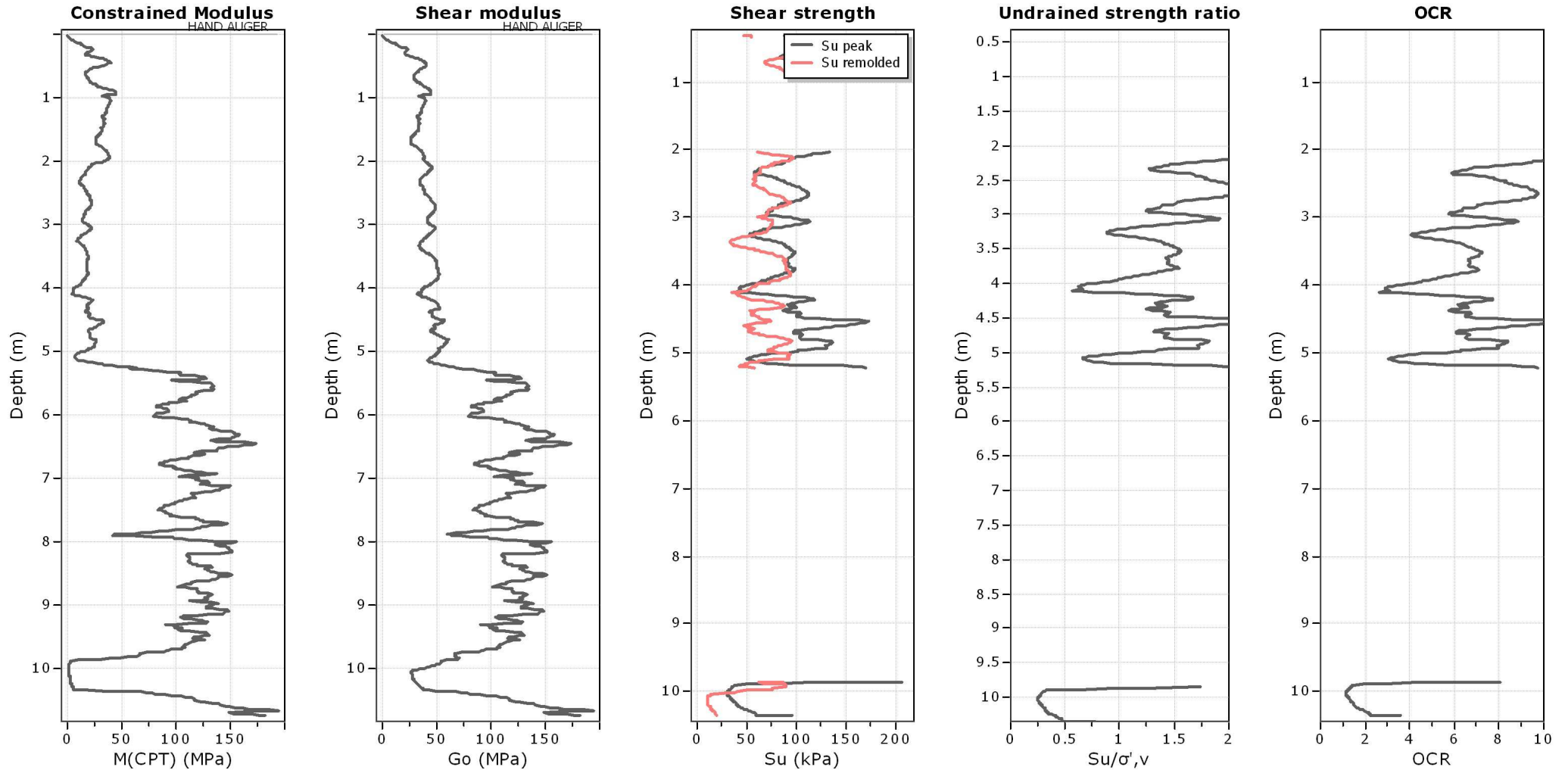
Young's modulus: Based on variable alpha using  $I_c$  (Robertson, 2009)

Relative density constant,  $C_{Dr}$ : 350.0

Phi: Based on Kulhawy & Mayne (1990)

● — User defined estimation data

Project:  
Location: FLERO (BS)



**Calculation parameters**

Constrained modulus: Based on variable *alpha* using  $I_c$  and  $Q_m$  (Robertson, 2009)

Go: Based on variable *alpha* using  $I_c$  (Robertson, 2009)

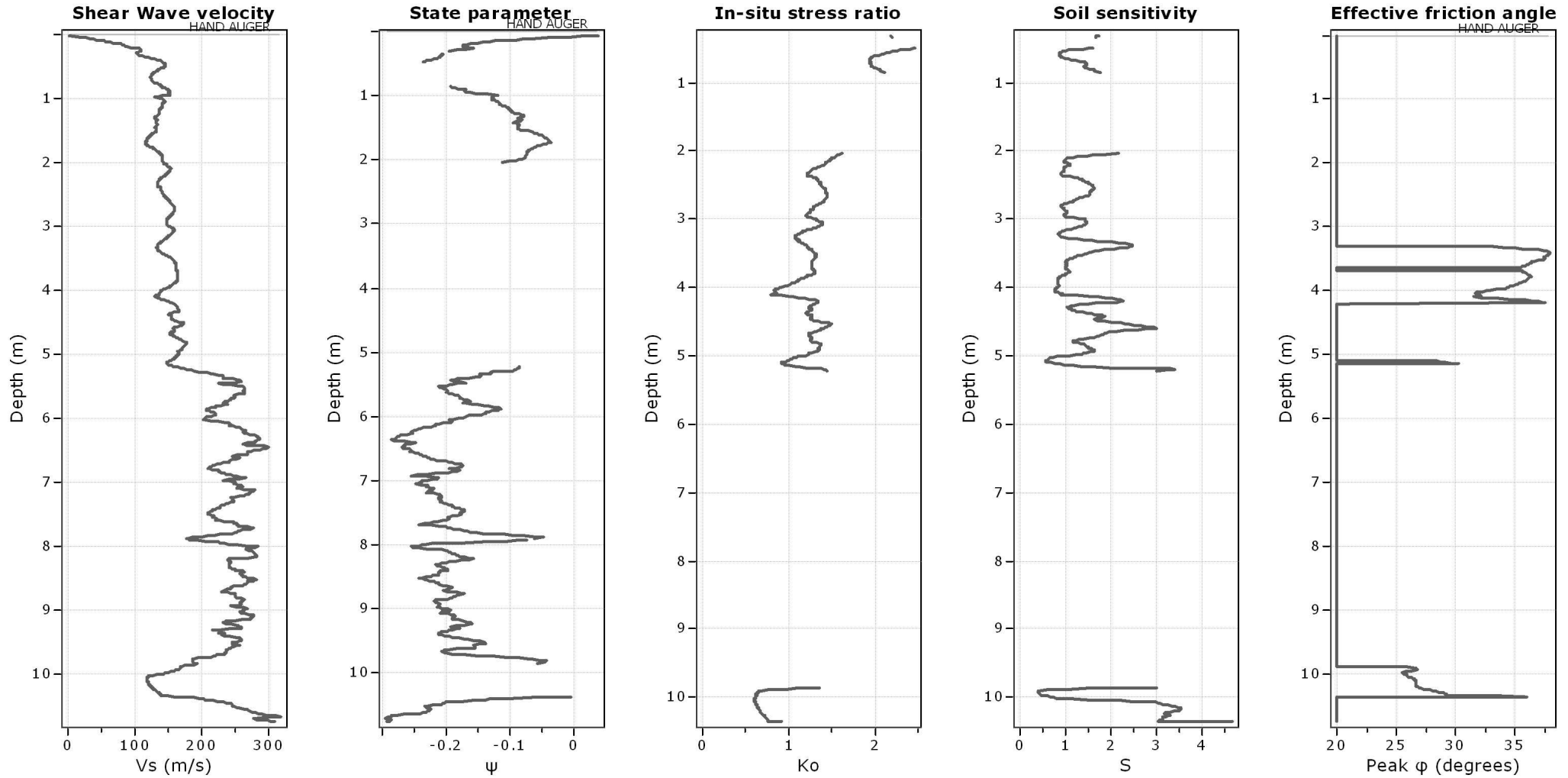
Undrained shear strength cone factor for clays,  $N_{kt}$ : 14

OCR factor for clays,  $N_{kt}$ : 0.33

● User defined estimation data

Project:

Location: FLERO (BS)



**Calculation parameters**

Soil Sensitivity factor,  $N_s$ : 7.00

● User defined estimation data