



## CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA

Sede legale e recapito postale:

44121 Ferrara - Via Borgo dei Leoni, 28 - C.F. 93076450381

web: [www.bonificaferrara.it](http://www.bonificaferrara.it) - e-mail: [info@bonificaferrara.it](mailto:info@bonificaferrara.it)

pec: [posta.certificata@pec.bonificaferrara.it](mailto:posta.certificata@pec.bonificaferrara.it)

aderente all' **ANB**

Associazione Nazionale Bonifiche, Irrigazioni e Miglioramenti Fondiari

### POTENZIAMENTO IMPIANTO IDROVORO BETTO PROGETTO ESECUTIVO



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU



Piano nazionale di ripresa e resilienza disciplinato dal Regolamento del Parlamento Europeo (UE) 2021/241 del 12 febbraio 2021, relativo al dispositivo per la ripresa e la resilienza (Next Generation UE), all'attuazione e rendicontazione degli interventi dell'investimento M2C4 2.1A per le più urgenti necessità, segnalati dalle regioni Emilia-Romagna, Toscana e Marche, per la gestione del rischio alluvioni e per la riduzione del rischio idrogeologico. Ordinanza n. **35/2024** del Commissario straordinario alla ricostruzione nel territorio delle regioni Emilia-Romagna, Toscana e Marche.

ID INTERVENTO **ER-UBIS-000107**

CUP **J78H24000410007**

**TITOLO INTERVENTO "Potenziamento dell'Impianto Idrovoro Betto di scarico nel Canale Boicelli per la laminazione delle portate di piena del reticolo idraulico di bonifica"**

### RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA

Data: **12.12.2024**

ELABORATO:

**G004**

Rev.:

-

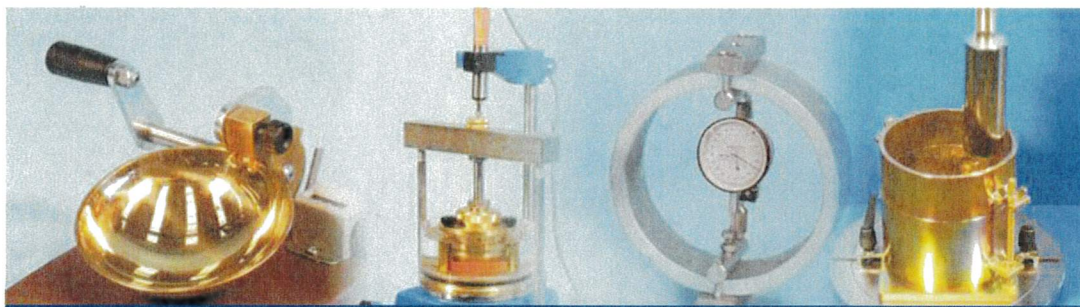
#### IL PROGETTISTA GENERALE

(Dott. Ing. Gianluca Forlani)



| Rev. | Descrizione | Redatto | Data       | Codice Intervento |
|------|-------------|---------|------------|-------------------|
| 00   | Emissione   | -       | 12.12.2024 | <b>OC172</b>      |
|      |             |         |            |                   |
|      |             |         |            |                   |

**LABORATORIO GOTECNICO Dr. ANTONIO MUCCHI**  
**mucchilab@tin.it - www.mucchilab.it**  
**Autorizzazione del Ministero Infrastrutture e Trasporti**  
**Per prove di laboratorio sui terreni – ai sensi dell'art. 59 del DPR 380/01**  
**Via Alberto Ascari, 8 – 44019 Gualdo di Voghiera (FE)**  
**Tel. 0532/ 815681**



**LABORATORIO PROVE MATERIALI**  
**Aut. Min. ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n° 380/01**  
**Terre - Inerti - Riciclati - Asfalti**  
**www.mucchilab.it - Tel. 0532.815681 Gualdo (FE)**

**COMMITTENTE : Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara**

**CANTIERE : Via delle Bonifiche, 8a - Pontelagoscuro (FE)**

**PROGETTO : Potenziamento dell'impianto idrovoro Betto di scarico  
nel canale Boicelli – CUP J8H24000410007**

## **RELAZIONE GEOLOGICA - GEOTECNICA**

|                                                                                     |                                                                                      |
|-------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------|
| Dott. Geol. Antonio Mucchi                                                          | Dott. Ing. Valentina Mucchi                                                          |
|  |  |
|                                                                                     | Ferrara, 15/10/2024<br>Prot. n. 983 / 2024                                           |

## SOMMARIO

|                                                                              |    |
|------------------------------------------------------------------------------|----|
| Ferrara, 15/10/2024 .....                                                    | 1  |
| 1   PREMESSA.....                                                            | 2  |
| 2   GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA DELL'AREA D'ESAME.....                          | 3  |
| 2.1   SCHEMA GEOLOGICO REGIONALE .....                                       | 3  |
| 2.2   STRUTTURE GEOTETTONICHE PROFONDE.....                                  | 7  |
| 2.3   INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO DELL'AREA.....                            | 9  |
| 2.4   INQUADRAMENTO IDROLOGICO .....                                         | 11 |
| 2.5   SUBSIDENZA.....                                                        | 12 |
| 2.6   SISMICITA' .....                                                       | 13 |
| 3   MODELLO LITOSTRATIGRAFICO/GEOTECNICO DEI TERRENI INDAGATI .....          | 16 |
| 4   VALORE DI PROGETTO DELLA RESISTENZA DEL SISTEMA GEOTECNICO .....         | 26 |
| 5   INDAGINE SISMICA.....                                                    | 29 |
| 5.1   RESTITUZIONE DELLA MISURA H/V LOCALMENTE ESEGUITA.....                 | 32 |
| 5.2   CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE .....                                    | 37 |
| 5.3   CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....                                        | 38 |
| 6   SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE DEGLI ORIZZONTI GRANULARI SATURI ..... | 48 |

ALLEGATO A - Rapporto di prova SCPTU

ALLEGATO B – Report verifiche a liquefazione

## 1 PREMESSA

La presente relazione geologica/geotecnica è stata eseguita per definire le caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche dei terreni di fondazione interessati da un potenziamento dell'impianto idrovoro Betto in via delle Bonifiche, 8a - Pontelagoscuro (FE).

La relazione è stata redatta osservando NTC/2018 (norme tecniche per le costruzioni) e successiva circolare applicativa del 11/02/2019.

A tal proposito lo studio è stato così articolato:

- Ricerca bibliografica;
- Esecuzione di n° 1 prova penetrometrica SCPTU integrativa spinta fino alla prof. di mt. 24 dal p.c. con rilievo falda;
- Indagine sismica (Tromografo Digitale H/V)
- Elaborazione dati e relazione geologica con studio di risposta sismica locale.

Nella planimetria di seguito riportata viene evidenziata l'area del sito oggetto di intervento e l'ubicazione della prova penetrometrica SCPTU.



*Planimetria sito e ubicazione prova SCPTU*

## 2 GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA DELL'AREA D'ESAME

### 2.1 SCHEMA GEOLOGICO REGIONALE

Verso la fine dell'era terziaria, nel Pliocene, l'insorgere della catena alpina da un lato e di quella appenninica dall'altro ha determinato il formarsi di un'ampia fossa subsidente più volte invasa e abbandonata dal mare nel corso della sua storia geologica.

Si è avuto quindi alternanza di emersioni e invasioni marine, totali o parziali dell'area, con erosione più accentuata nelle zone di alto strutturale e con deposizioni nelle zone di basso strutturale dei materiali detritici derivanti dallo smantellamento delle insorgenti catene montuose. Il fondo di questa fossa strutturale non è regolare ma articolato da dorsali longitudinali, che in determinati periodi del ciclo evolutivo emergevano dal mare, formando isole e arcipelaghi. Queste dorsali traggono le loro origini da un complesso meccanismo di spinte tangenziali unitamente a fenomeni di subsidenza differenziale, cioè di sprofondamento irregolare.

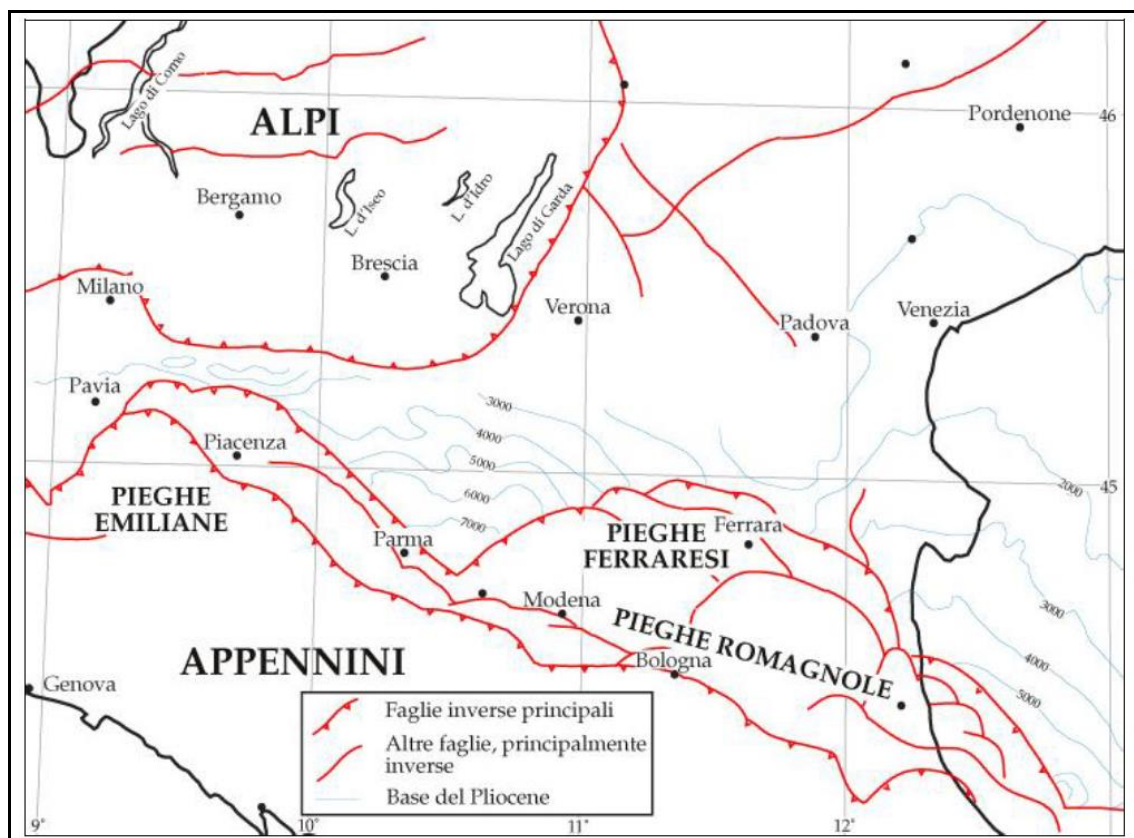


Figura - Carta strutturale semplificata della Pianura Padana (Pieri e Groppi, 1975). Le isobate si riferiscono alla profondità della base dei sedimenti pliocenici. Modificata da Burrato et al., 2003.

In conseguenza dell'assetto strutturale varia la natura e lo spessore dei sedimenti che si accumulano nei diversi settori del bacino sedimentario. Si attua così un riempimento delle depressioni con materiali sabbiosi di rilevanti potenze, mentre sulle dorsali sedimentano le granulometrie più fini con progressive diminuzioni delle potenze.

Uno degli elementi strutturali più importanti del sottosuolo padano è la così detta dorsale ferrarese, che si localizza tra Ferrara e le Valli di Comacchio con direzione NW-SE, ai lati delle quali si sono impostate due zone a forte subsidenza, a nord nella regione del Delta e nel Ravennate a sud.

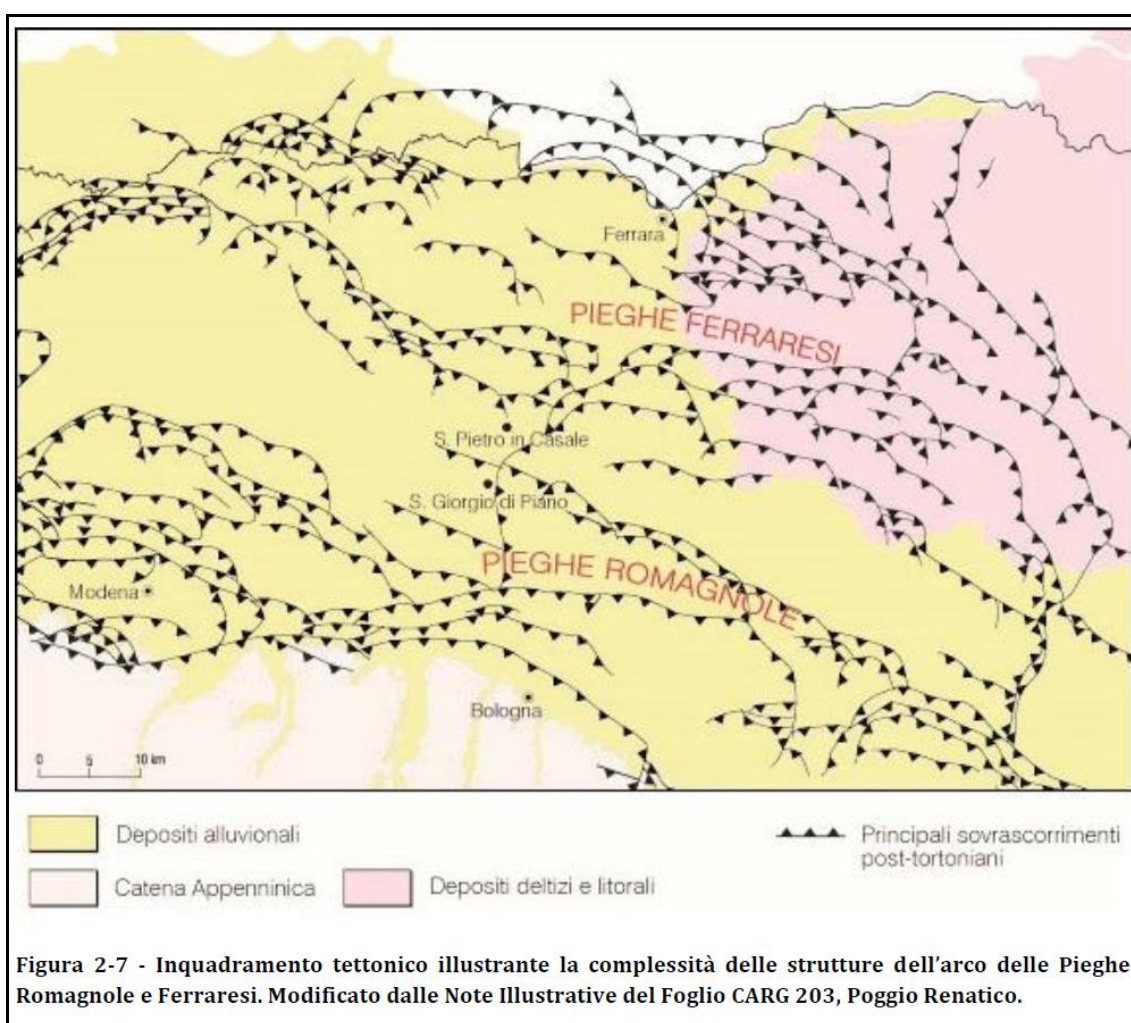


Figura - Inquadramento tettonico illustrante la complessità delle strutture dell'arco delle Pieghe Romagnole e Ferraresi. Modificato dalle Note Illustrative del Foglio CARG 203, Poggio Renatico.

La storia delle alterne vicende geologiche in questo settore della Pianura Padana può essere schematizzato come segue: Il Pliocene inf. è caratterizzato da una forte subsidenza, particolarmente attiva nelle strutture negative del

bacino, che viene in parte compensata dalla deposizione di sedimenti grossolani.

Con la fine del Pliocene inf. inizia una nuova fase di sollevamento, si accentuano le vecchie pieghe e se ne creano di nuove, conseguentemente l'erosione intacca le strutture più elevate.

Nel Pliocene medio-superiore si avvia un nuovo ciclo di subsidenza e sedimentazione che prosegue fino al Quaternario, con la stessa modalità del precedente, cioè sedimenti con termini grossolani nelle strutture negative ed argillose su quelle positive.

Anche all'inizio del Quaternario la subsidenza continua e si accentua ed il dominio del mare raggiunge la sua massima espansione. Tuttavia con il passare del tempo la subsidenza generale del bacino prende il sopravvento su quella differenziata tra gli alti e bassi strutturali. Ne consegue che i sedimenti di questo periodo sono caratterizzati da frequenti variazioni litologiche; i depositi a granulometria maggiore perdono in continuità e si formano corpi sabbiosi isolati. Parallelamente si instaurano radicali mutamenti nei rapporti relativi intercorrenti fra le varie strutture, infatti le pieghe al margine appenninico in origine più basse di quelle a nord, risultano ora più elevate in conseguenza dello sprofondamento della parte centrale del bacino e dell'innalzamento dell'Appennino; così come si ha un abbassamento della zona di foce del Po rispetto alle pieghe ferraresi.

Con il Quaternario continentale invece, predominano le sedimentazioni sulla subsidenza, si ha un progressivo ritiro del mare dalla Pianura Padana con deposito di alluvioni sui sedimenti marini.

Al margine orientale della pianura lo stabilizzarsi della linea di costa è complicato da variazioni eustatiche del livello marino in corrispondenza di glaciazioni, la più importante delle quali fu quella wurmiana, che abbassò il livello di un centinaio di metri.

Poi 17.000 anni fa inizia la grande trasgressione postglaciale, quella Flandriana in cui l'ingressione marina ha probabilmente raggiunto i 40 Km per il Delta Padano e i 20 Km per il ravennate.

A partire dal I - II secolo d.C. ha avuto inizio un lento ma graduale ritiro del mare con migrazione verso est della linea di costa sino all'interno della sua posizione attuale.

I diversi litotipi, depositati in ambiente subacqueo, malgrado il costipamento derivante dall'incremento della pressione geostatica tenderanno a trattenere nei pori residui l'originaria acqua del bacino di sedimentazione; ne deriva per quanto sopra esposto, che si avrà in zona coesistenza di livelli con acqua di strato salata o salmastra o dolce in relazione all'ambiente deposizionale originario.

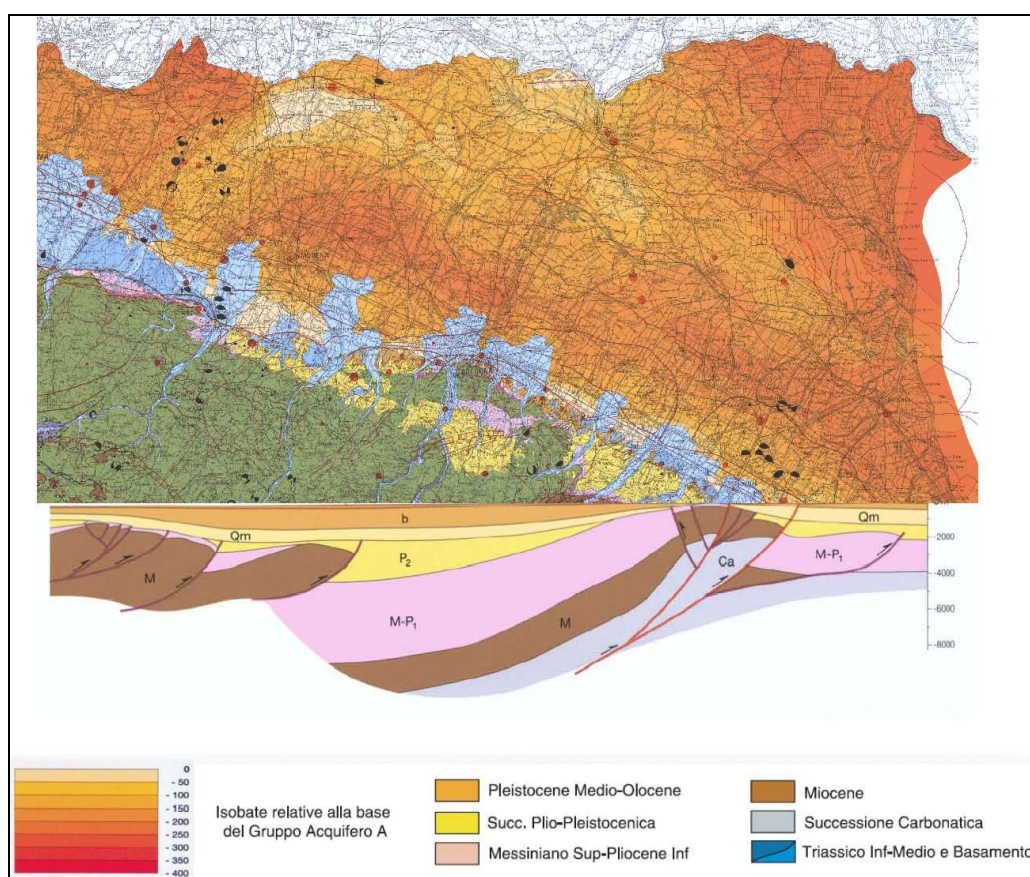
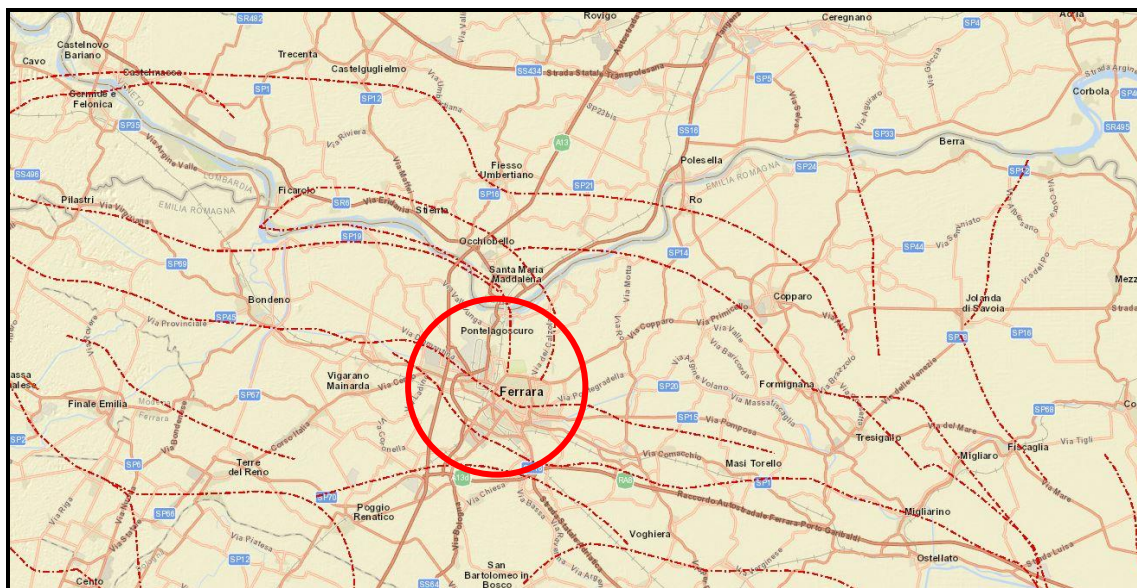


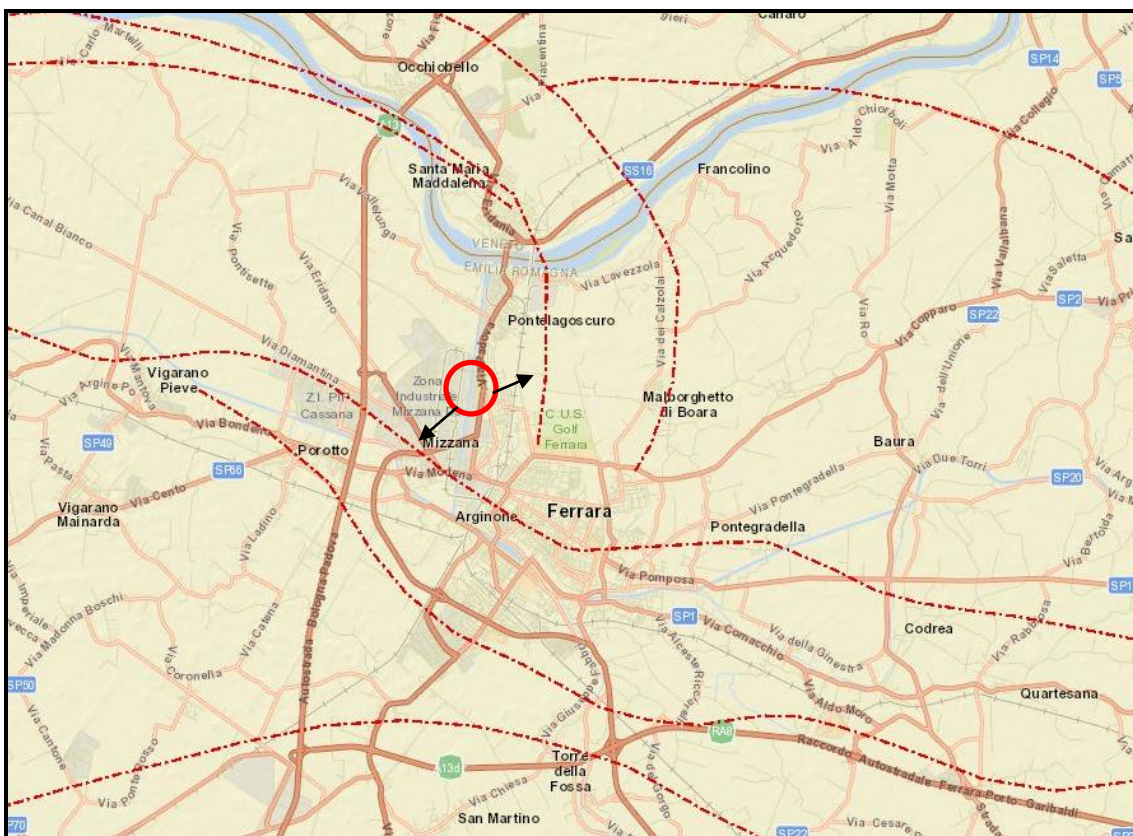
Figura - Schema geologico di sottosuolo nel settore delle Pieghe Ferraresi. Sono riportate le tracce dei principali sovrascorrimenti sepolti e la sezione geologica attraverso la pianura modenese (Sezione geologica senza esagerazione verticale). Estratto dalla Carta Sismotettonica della Regione Emilia-Romagna in scala 1:250.000 (Regione Emilia-Romagna-CNR, 2004). L'insieme di queste pieghe sepolte (Pieghe Emiliane-Ferraresi-Adriatiche) costituisce il vero fronte della catena appenninica; infatti le unità e le strutture che costituiscono la catena appenninica proseguono nel sottosuolo ben oltre il limite morfologico tra catena e pianura (margine appenninico-padano) e sono attualmente sepolte dai sedimenti quaternary padani. I fronti di queste strutture sepolte hanno vergenza verso nord e si accavallano sulla piattaforma padano-veneta.

## 2.2 STRUTTURE GEOTETTONICHE PROFONDE

Si è proceduto alla verifica della presenza di faglie “capaci” nelle aree occupate dalla centrale termoelettrica “Centro Energia Ferrara” sita all’interno dello stabilimento Petrolchimico di Ferrara.

L’impossibilità di eseguire indagini geosismiche profonde come quelle utilizzate nella ricerca petrolifera e scientifica atte a individuare strutture geotettoniche profonde come nel caso in esame (oltre 900 metri di profondità) ha indotto per ovvi motivi economici non sostenibili alla consultazione di studi scientifici esistenti. A tal proposito si è fatto riferimento al progetto “ITHACA – Catalogo delle faglie capaci” (ITHACA Working Group (2019). ITHACA (ITaly HAZard from CAPable faulting), A database of active capable faults of the Italian territory. Version December 2019. - ISPRA Geological Survey of Italy. Web Portal <http://sgi2.isprambiente.it/ithacaweb/Mappatura.aspx>) che sintetizza le informazioni sulle faglie attive che interessano il territorio italiano. Il Servizio Geologico d’Italia Ispra, con il progetto ITHACA, propone uno strumento fondamentale per le analisi ambientali, sismiche e per la ricerca scientifica finalizzata all’analisi dei processi geodinamici. La consultazione del catalogo ha permesso di individuare le faglie “capaci” più vicine all’area oggetto di intervento. Negli stralci delle mappe di seguito riportati è ubicata l’area interessata dalla centrale termoelettrica e le faglie più vicine.





Le faglie che interessano più da vicino l'area di intervento sono due, una situata a EST con direzione N-S (codice faglia ITHACA 90802) e un'altra a Sud con direzione NW-SE (codice faglia ITHACA 90183). Queste faglie fanno parte delle pieghe sepolte che costituiscono il vero fronte della catena appenninica (pieghe Emiliane – Ferraresi – Adriatiche) attualmente sepolte dai sedimenti quaternari padani come già illustrato nella relazione geologica. Fra queste strutture, famosa è la così detta dorsale ferrarese, che si localizza fra Ferrara e le Valli di Comacchio con direzione NW-SE.

### 2.3 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO DELL'AREA

L'assetto geomorfologico del territorio ferrarese è il risultato delle vicissitudini del Fiume Po.

In particolare, dalla rotta di Ficarolo del 1150 circa il fiume ha abbandonato l'antico corso per spostarsi più a nord, dove, in linea generale, è posizionato il tracciato attuale. Questa situazione morfologica complessa ha condizionato e regolato la deposizione dei sedimenti trasportati dal fiume con il risultato di ottenere, sulla morfologia di pianura aree di alto strutturale definite dossi, costituiti da terreni sabbiosi indicanti paleo alvei, barre e sponde naturali relitti o sepolte e zone depresse formate da argille e limi denominate catini.

L'intervento dell'uomo nel controllare il regime naturale del fiume, per difendersi dalle esondazioni, ha provocato il crescente aumento del livello del fiume accentuando le differenze altimetriche con le circostanti campagne per marcato apporto di nuovi sedimenti, provocando modificazioni nel deflusso naturale delle acque superficiali a causa anche di fenomeni di subsidenza naturali tipici di questa area geografica. L'area in oggetto è localizzata all'interno di un'area sub orizzontale con quote prossime a + 5.0/6.0 mt. s.l.m. come si può osservare dallo stralcio della carta altimetrica del PSC Comune di Ferrara.

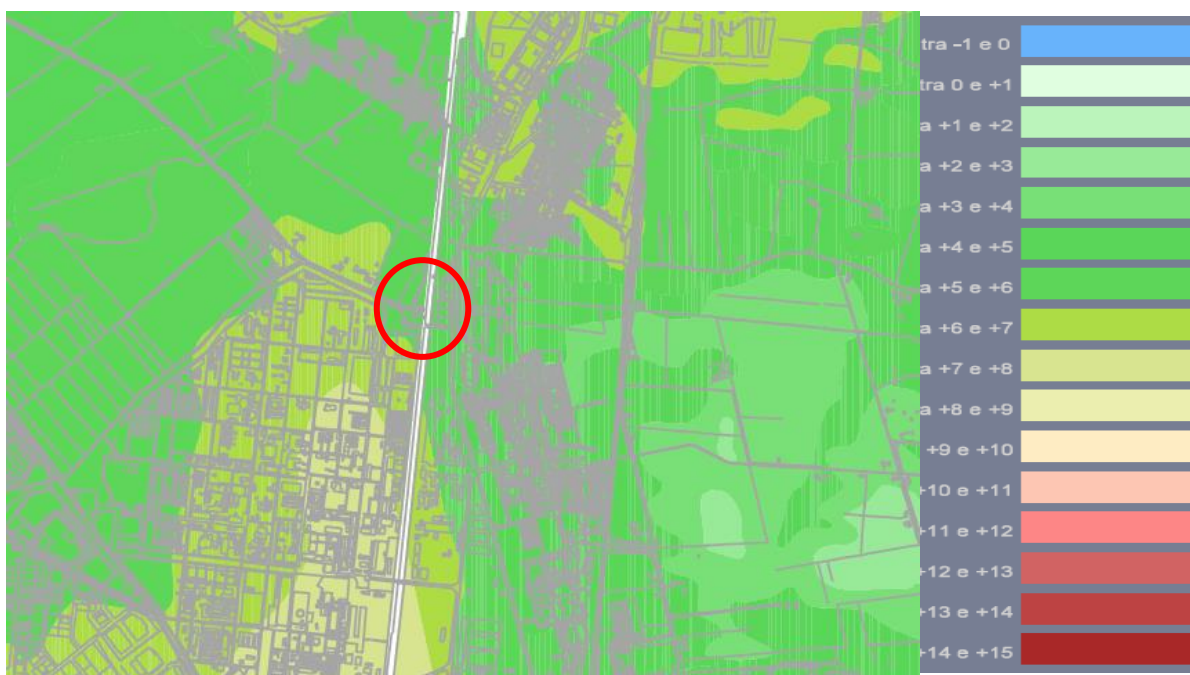


Figura - Stralcio carta altimetrica PSC – Comune di Ferrara

Dallo stralcio della carta geologica del Comune di Ferrara il sito in oggetto non è interessato da struttura geomorfologica superficiale. Un paleo alveo (meandro) si trova a sud/ovest dell'area indagata senza intersecarla.

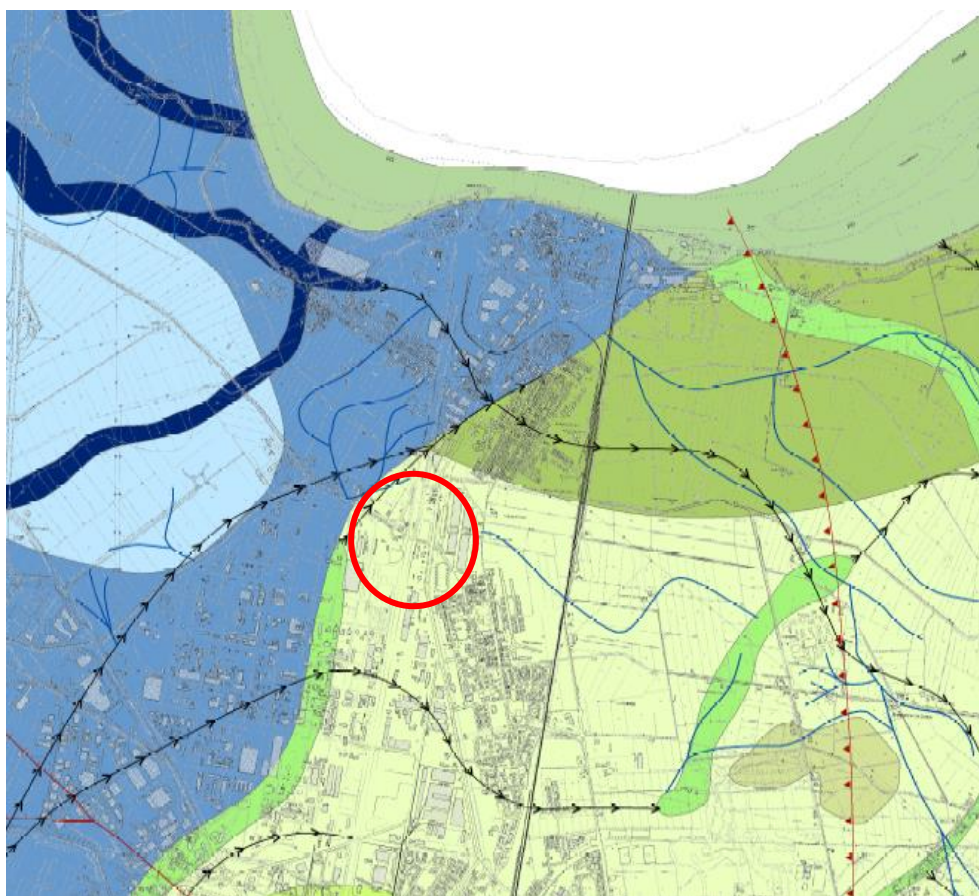


Figura - Stralcio carta geologica – Comune di Ferrara

## LEGENDA

### Litologie ed elementi deposizionali

#### Piana a meandri del Po

- Sabbie di riempimento di canale fluviale
- Sabbie limose, limi e argille di piana alluvionale
- Argille e argille organiche di depressione interalvea

#### Bassa piana alluvionale e deltizia del Po

- Sabbie di riempimento di canale fluviale
- Sabbie e sabbie limose di riempimento di canale fluviale
- Limi con sabbie di argine e ventaglio da rotta
- Limi con sabbie di piana interalvea
- Argille e argille limose di piana interalvea
- Argille e argille organiche di depressione interalvea

## 2.4 INQUADRAMENTO IDROLOGICO

Il territorio comunale è solcato da numerosi corsi d'acqua di vario grado di importanza. In particolare i principali sono rappresentati dai fiumi Po e Reno che non svolgono nessuna funzione scolante data la quota dei rispettivi alvei, anzi costituiscono delle linee di spartiacque al normale deflusso. A questi si possono aggiungere il Po di Ferrara - Primaro e di Volano, il Boicelli e il Riazzo del Gallo che svolgono la funzione di collettori nel raccogliere la maggior parte delle acque superficiali e meteoriche ricadenti sul territorio e convogliate per semplice gravità o attraverso impianti di collettori minori, quali fossi e canali di bonifica che costituiscono la rete scolante ferrarese. L'area oggetto di studio si trova a nord del Po di Ferrara che esercita, nelle aree limitrofe, funzione drenante della falda freatica. L'inquadramento idrogeologico della zona in esame evidenzia, l'esistenza di un acquifero libero freatico, costituito prevalentemente da limi e limi sabbiosi idrovora, riconducibili a sedimenti di ambiente fluviale. La falda freatica superficiale viene alimentata esclusivamente da apporto meteorico e quindi fortemente influenzata da condizioni climatiche che ne favoriscono forti escursioni, prossima al piano campagna in periodi molto piovosi e forte riduzione in periodi siccitosi.

La falda freatica al momento dell'esecuzione delle indagini geognostiche dopo un periodo particolarmente siccitoso è stata localizzata alla profondità di circa mt. 3.0 dal p.c. attuale.

Il Canale Boicelli a ovest dell'area indagata tende a esercitare azione drenante su tutta l'area circostante.

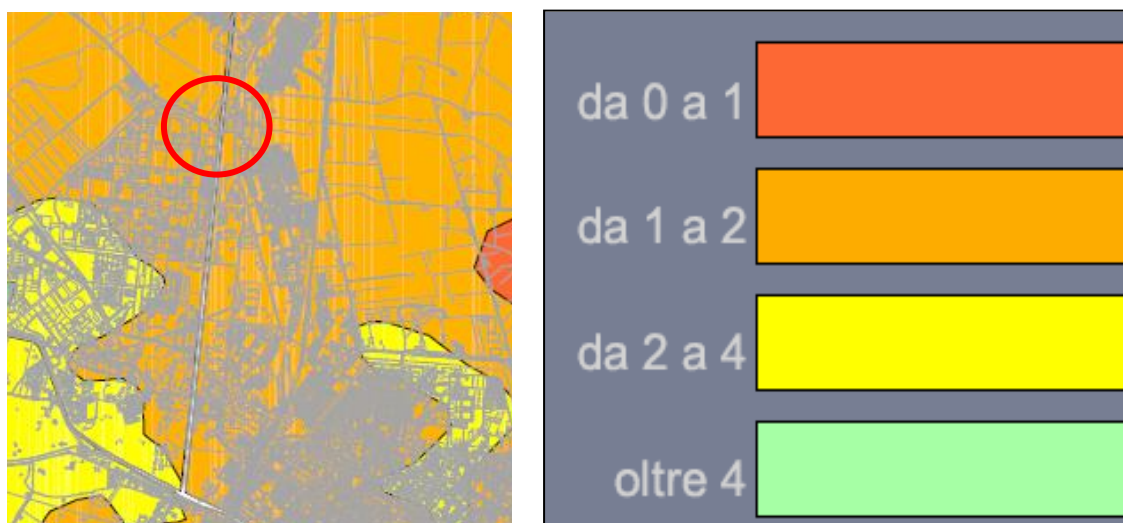


Figura - Carta profondità falda PSC – Comune di Ferrara

## 2.5 SUBSIDENZA

L'area in esame, come in generale tutto il territorio della Provincia di Ferrara è soggetta a subsidenza.

La componente naturale del fenomeno è prevalentemente ascrivibile al costipamento dei sedimenti più recenti non ancora litificati. Il condizionamento del substrato è rappresentato dal suo stesso carattere di orogene recente, capace di dar luogo a movimenti verticali residui, nonché alla sua forma corrugata che determina variazioni locali dei tassi di costipamento dei terreni sovrapposti, producendo una loro attenuazione nelle zone corrispondenti agli alti strutturali sepolti.

I fenomeni di subsidenza registrati con metodi strumentali sono però principalmente di carattere artificiale, denotano variabilità sia nello spazio che nel tempo e sono attribuibili alla sottrazione di acqua dagli acquiferi (superficiali e profondi). Sono causa di subsidenza anche forti escursioni del livello della falda freatica dovuto a variazioni climatiche (periodi siccitosi prolungati) e a sistemazioni idrauliche del territorio (il territorio ferrarese è stato in passato interessato da importanti bonifiche, ultima la bonifica Sammartina).

Anche variazioni del chimismo delle acque sono considerate capaci di determinare abbassamenti del suolo, sia pur limitati, quando sono in grado di indurre per fenomeni elettrochimici riduzione di volume dei minerali argillosi (terreni argillosi sono molto abbondanti nel territorio ferrarese).

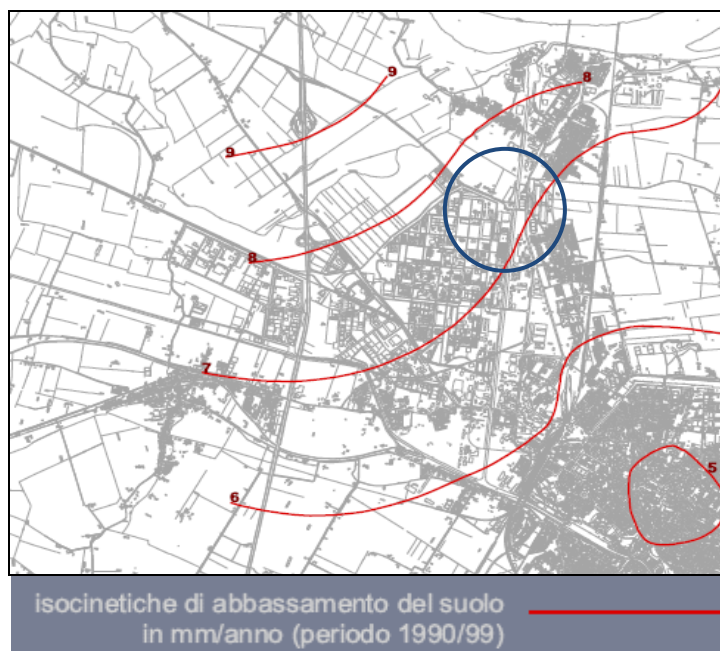


Figura - Carta isocinetiche di abbassamento del suolo

## 2.6 SISMICITA'

Le strutture appenniniche sepolte sono ancora soggette a movimenti, che spesso si traducono in sismi capaci di superare la soglia del danno (vedi sisma del 20 e 29 Maggio 2012).

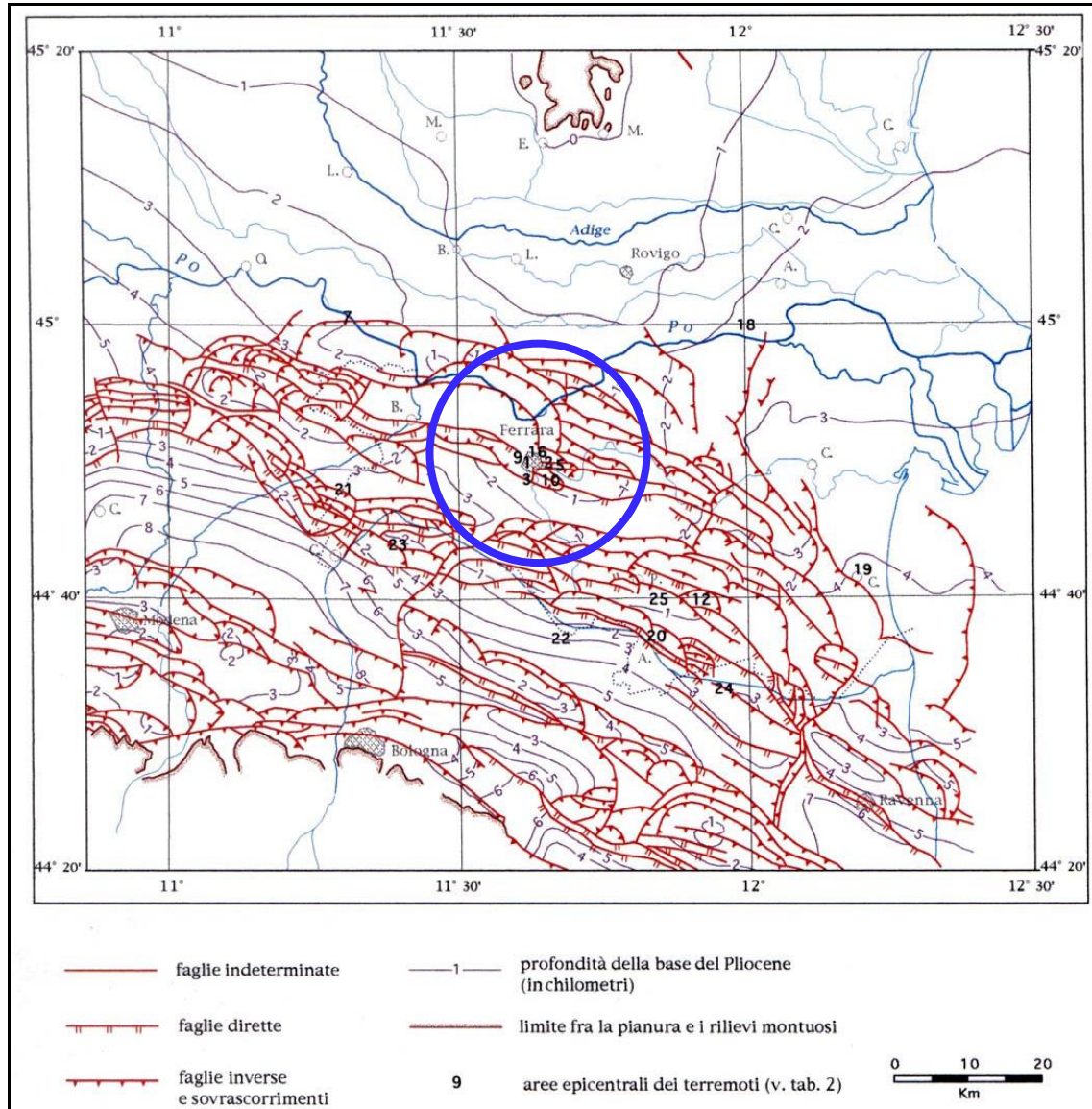


Figura - Carta strutturale della Pianura Padana orientale, con le pieghe dell'Appennino sepolto (CNR, 1922) e zone epicentrali dei terremoti che hanno colpito il territorio ferrarese.

Si ha inoltre notizia di 15 terremoti verificatisi a Ferrara e nelle aree circostanti nel periodo compreso fra il 1234 e 1787, di cui 9 superiori al sesto grado della scala Mercalli; solo il terremoto del 1570 ha raggiunto l'ottavo grado (CNR 1980; Ardizzone et al. 1991; Boschi et al. 1995, 1997; Camassi e Stucchi 1998; Bondesan 2002).

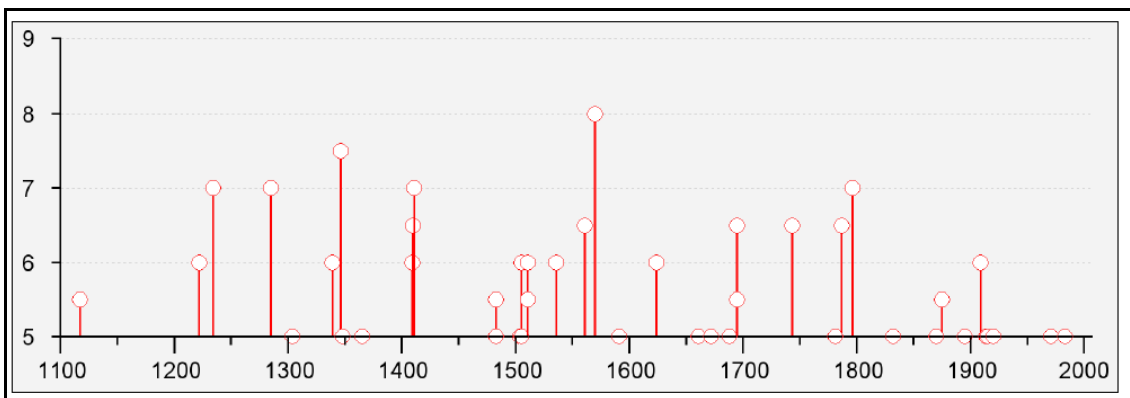


Grafico - Valori di intensità macrosismica  $Imcs \geq 5$  attribuiti al Comune di Ferrara, dall'anno 1000 al 2006 e legati essenzialmente ad eventi prodotti dalle strutture tettoniche ferraresi. Tratto dal database DBMI11 (locati et al. 2011).

I dati disponibili mostrano come il terremoto di Ferrara a più elevata intensità sia avvenuto il 17 novembre 1570, con intensità epicentrale pari al VIII grado (MCS) e magnitudo equivalente pari a 5.46.

Questo sisma è riportato anche nel catalogo CFTI4med, nel quale sono inoltre inserite le fonti storiche.

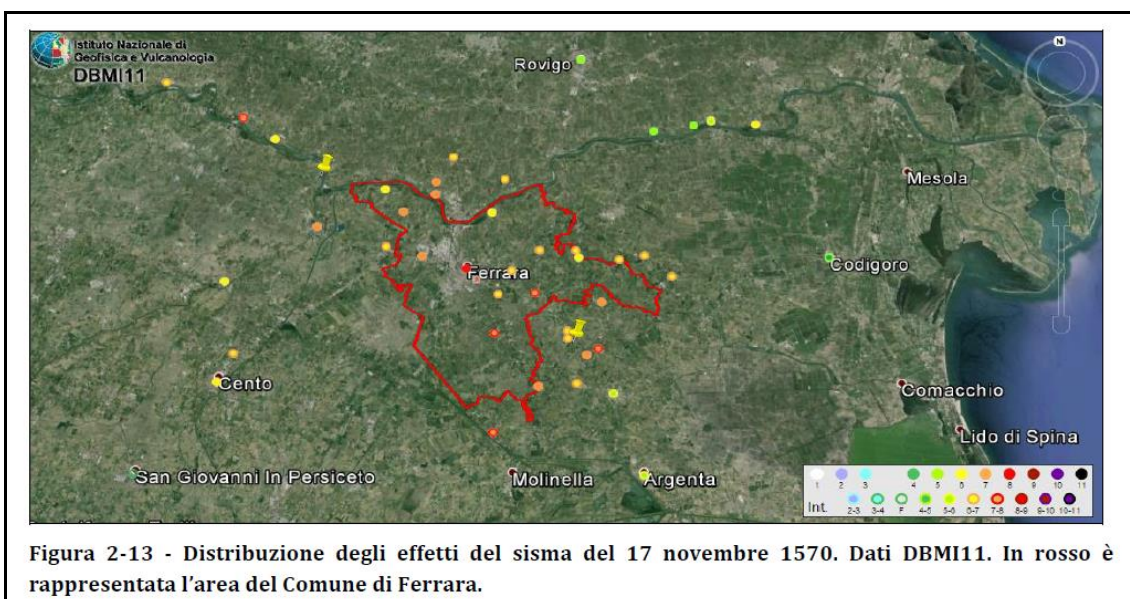
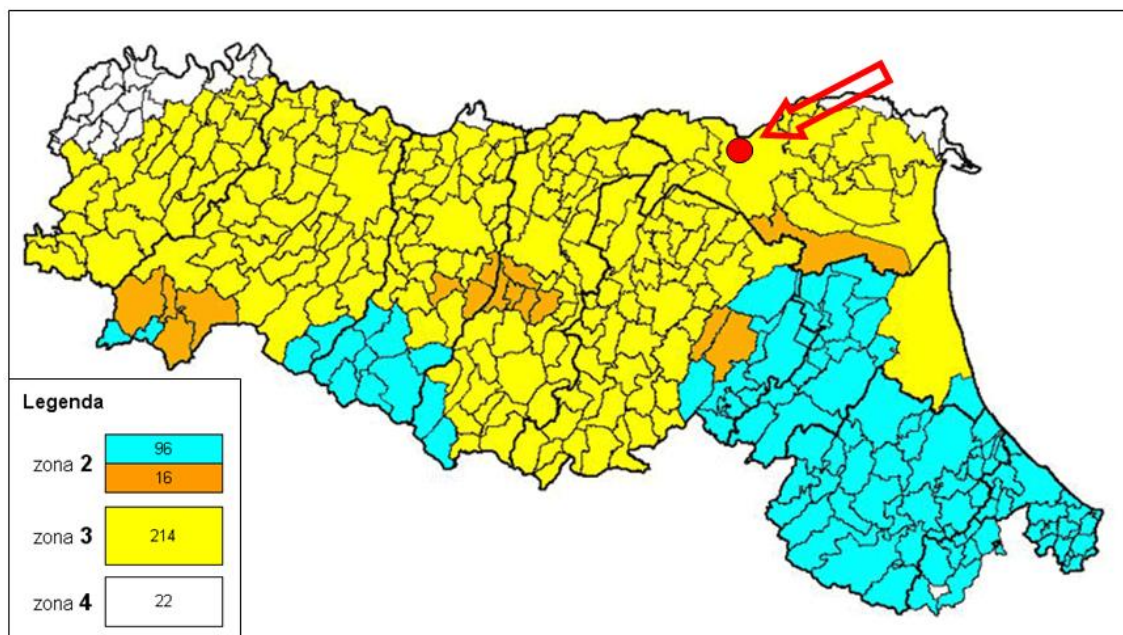


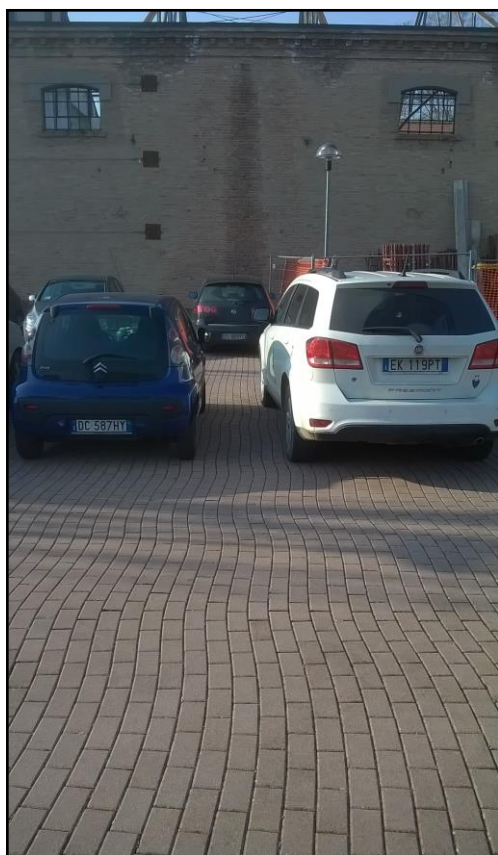
Figura 2-13 - Distribuzione degli effetti del sisma del 17 novembre 1570. Dati DBMI11. In rosso è rappresentata l'area del Comune di Ferrara.

Figura - Distribuzione degli effetti del sisma del 17 Novembre 1570. Dati DBMI11. In rosso è rappresentata l'area del Comune di Ferrara

Sulla base di questi eventi, il Servizio Sismico Nazionale, nella nuova mappa della pericolosità sismica messa a punto nel 1998, ha incluso il Comune di Ferrara nella Categoria 3 (territori suscettibili di terremoto fino al 7° grado della scala Mercalli).



*Figura - Mappa riferimenti pericolosità sismica*



*Figura - Esempio di deformazione di una pavimentazione dovuta al passaggio delle onde sismiche (MAGGIO 2012)*

### 3 MODELLO LITOSTRATIGRAFICO/GEOTECNICO DEI TERRENI INDAGATI

L'elaborazione della prova SCPTU ha permesso la ricostruzione di un modello geologico/geotecnico costituito da tre unità di seguito riassunte:

- da p.c. fino a circa mt. 1.0 terreno di riporto.
- **UNITA' 1** - da mt. 1.0 fino alla prof. di circa mt.14.0 da p.c. terreni prevalentemente coesivi compressibili da medio a poco consistenti a modesti valori di capacità portante costituiti da alternanza di argille e argille limose con frequenti episodi di argille organiche/torbe. I parametri geotecnici principali evidenziano disomogeneità in relazione alla diversa natura litologica dei terreni stessi.

| Peso volume<br>(t/m <sup>3</sup> ) | Coesione Cu<br>(Kg/cmq) | Modulo edometrico<br>Mo<br>(Kg/cmq) | Resistenza alla<br>punta RP media<br>(Kg/cmq) |
|------------------------------------|-------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------------------|
| 1.60 – 1.90                        | 0.25-0.5                | 20-60                               | 6-12                                          |

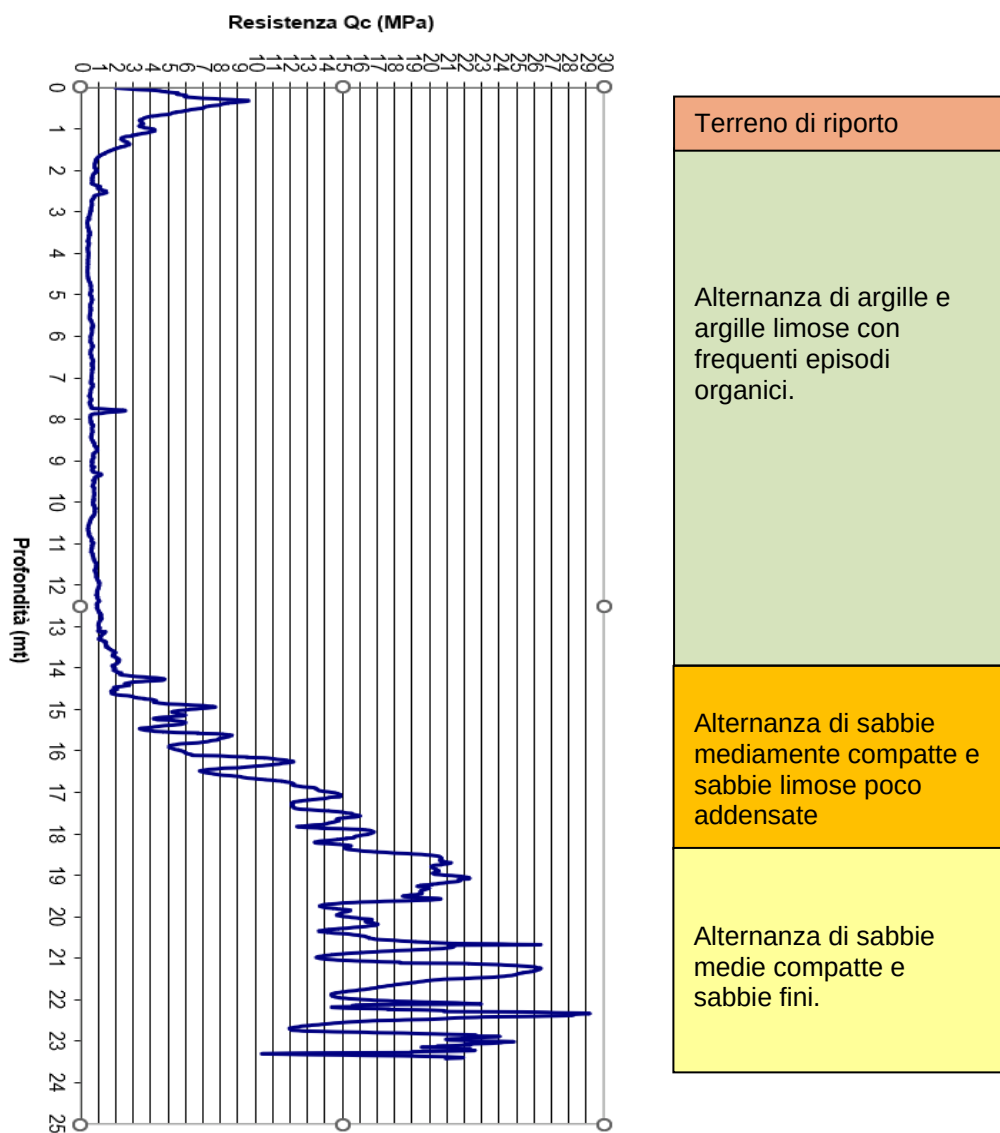
- **UNITA' 2** - da mt. 14.0 fino a circa mt. 19.0 si registra alternanza di sabbie fini e sabbie limose grigie da poco a mediamente consistenti. Nella parte superficiale di questo strato è predominante la componente sabbiosa limosa poco addensata.

| Peso volume<br>(t/m <sup>3</sup> ) | Angolo di attrito<br>$\varphi'$ | Modulo edometrico<br>Mo<br>(Kg/cmq) | Resistenza alla<br>punta RP media<br>(Kg/cmq) |
|------------------------------------|---------------------------------|-------------------------------------|-----------------------------------------------|
| 1.85                               | 33                              | 120                                 | 50-120                                        |

- **UNITA' 3** - Da mt. 19.0 fino alla profondità indagata di mt. 24.0 dal p.c.(causa disancoraggio penetrometro) si hanno sabbie grigie molto compatte alternate a livelli di sabbie limose meno compatte. Si tratta nel complesso di un banco sabbioso a ottimi valori di capacità portante.

| <b>Peso volume (t/m<sup>3</sup>)</b> | <b>Densità Dr<br/>%</b> | <b>Modulo<br/>Edometrico<br/>Mo<br/>(Kg/cmq)</b> | <b>Angolo attrito<br/><math>\varphi'</math></b> | <b>Resistenza<br/>alla punta<br/>Rp media<br/>(Kg/cmq)</b> |
|--------------------------------------|-------------------------|--------------------------------------------------|-------------------------------------------------|------------------------------------------------------------|
| 19.5                                 | 60-80                   | 240-300                                          | 32°-35°                                         | 180-250                                                    |

La falda freatica è stata rilevata al momento dell'indagine ad una profondità di circa mt. 3.0 dal p.c. attuale.



**Per un esame di dettaglio si rimanda all' allegato A contenente i diagrammi e rapporti di prova della prova penetrometrica CPTU eseguita.**

## 4 VALORE DI PROGETTO DELLA RESISTENZA DEL SISTEMA GEOTECNICO

Sulla base dei risultati delle indagini geognostiche si è proceduto alla verifica della resistenza di progetto  $R_d$  per un'ipotesi di fondazione superficiale a platea. La resistenza di progetto  $R_d$  è calcolata sulla base dei parametri geotecnici significativi del terreno a cui sono stati applicati i coeff. parziali  $\gamma_M$  e  $\gamma_R$  (tab. 6.2.II e 6.4.I delle NTC/2018)

**Tab. 6.2.II** – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

| Parametro                                    | Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale | Coefficiente parziale $\gamma_M$ | (M1) | (M2) |
|----------------------------------------------|---------------------------------------------------------|----------------------------------|------|------|
| Tangente dell'angolo di resistenza al taglio | $\tan \varphi'_k$                                       | $\gamma_{\varphi'}$              | 1,0  | 1,25 |
| Coesione efficace                            | $c'_k$                                                  | $\gamma_c$                       | 1,0  | 1,25 |
| Resistenza non drenata                       | $c_{uk}$                                                | $\gamma_{cu}$                    | 1,0  | 1,4  |
| Peso dell'unità di volume                    | $\gamma_\gamma$                                         | $\gamma_\gamma$                  | 1,0  | 1,0  |

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

| Verifica      | Coefficiente parziale<br>(R3) |
|---------------|-------------------------------|
| Carico limite | $\gamma_R = 2,3$              |
| Scorrimento   | $\gamma_R = 1,1$              |

Per tale verifica (stati limiti ultimi SLU) si è scelto:

### Approccio 2 – Combinazione Unica (A1+M1+R3)

Combinazione riferita alla sola verifica di tipo geotecnico GEO.

A tale scopo si è fatto riferimento alla fascia di terreno direttamente interessata dalle tensioni indotte dalle fondazioni, caratterizzata prevalentemente da alternanza di argille, argille organiche e argille limose compressibili e poco consistenti. In questo caso si è fatto riferimento a condizioni non drenate ( $\varphi = 0$ ) che sono le più svantaggiose per la stabilità, in quanto la velocità di applicazione dei carichi è verosimilmente superiore alla velocità di consolidamento delle argille. Durante la fase di esercizio la situazione dei

terreni di sottofondazione varierà negli anni verso condizioni consolidate drenate ( $\phi \neq 0$ ), cioè, verso situazioni meno critiche.

Il valore caratteristico Più CAUTELATIVO della coesione non drenata, negli intervalli normal consolidati presenti al di sotto del piano di fondazione, risulta:

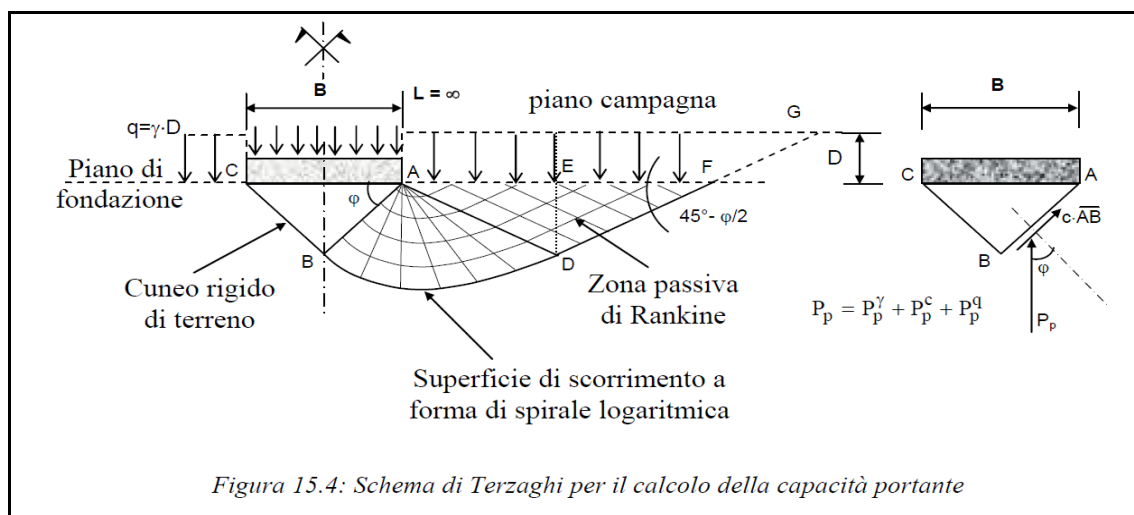
$$C_u = 0.25 \text{ Kg/cm}^2$$

Su tale riconoscimento, nell'ipotesi di carico verticale e centrato utilizzando la relazione di TERZAGHI per fondazioni a platea è possibile ricavare il valore del *carico limite critico*:

$$P_c = (1+0.2*B/L)*c* N_c + \gamma*D*N_q + (1-0.2*B/L)*\gamma*B/2*N_y$$

dove:

- $N_q, N_c$ , = fattori di capacità portanti ( $N_q=1, N_c=5.14$ )
- $\gamma$ = peso di volume (1.80 t/m<sup>3</sup>);
- $D$ =profondità di imposta della fondazione (1 m ipotizzato)
- $B$ =larghezza della fondazione (6 m circa);
- $L$ =lunghezza della fondazione (18 m circa);



Da cui risulta

$$P_c = 1.55 \text{ Kg/cm}^2$$

Il valore della *resistenza di progetto*  **$R_d$**  si ottiene dividendo la pressione critica per un coefficiente di riduzione parziale  $\gamma_R$  pari a 2.3.

Pertanto la resistenza di progetto sarà:

$$R_d = 0.67 \text{ Kg/cm}^2.$$

Si rende necessario verificare che il valore di progetto dell'azione  $E_d$  (carico di progetto) sia minore o uguale della resistenza del sistema geotecnica  $R_d$  esistente. Si dovrà procedere alla verifica agli stati limite di Esercizio (SLE), calcolare i cedimenti e distorsioni per accertare la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

Si è inoltre proceduto alla determinazione della **costante di Winkler** dei terreni superficiali (modulo reazione del sottofondo) attraverso la seguente formula di Bowles.

$$K = P_c / DH = 0.61 \text{ Kg/cm}^3$$

dove:  $P_c$  carico limite critico e  $DH$  assunto pari a 2.54 cm

## 5 INDAGINE SISMICA

La metodologia tomografica si basa sulla misura diretta delle frequenze di naturale vibrazione dei suoli (e/o di altri oggetti poggianti direttamente o indirettamente sul suolo), sfruttando in pratica l'effetto pendolo. Nel dominio della frequenza vengono coinvolti quattro spettri rappresentati dalle componenti orizzontali e verticali del moto in superficie (HS e VS) e alla base dello strato (HB e VB). La tecnica di Nakamura si basa sulle seguenti ipotesi: le sorgenti dei microtremori sono locali, trascurando qualsiasi contributo dovuto a sorgenti profonde; le sorgenti dei microtremori in superficie non influenzano i microtremori alla base; la componente verticale del moto non risente di effetti di amplificazione locale. Sotto queste ipotesi, il rapporto fra le componenti verticali del moto in superficie ed alla base contiene solo termini delle sorgenti locali  $AS(f)$  e delle sorgenti alla base  $AB(f)$ , ed è pari a:  $R_v(f) = Vs(f)/V_B(f) = As(f)/A_B(f)$ . mentre il rapporto fra l'ampiezza dello spettro della componente orizzontale del moto in superficie (HS) e alla base dello strato (HB), contiene oltre che il termine di sorgente anche il termine di amplificazione di sito in superficie  $S(f)$  e può essere espresso nel seguente modo:  $R_h(f) = Hs(f)/H_B(f) = [As(f) * Ss(f)] / A_b(f)$ . Per rimuovere l'effetto di sorgente dai segnali, Nakamura divide i due rapporti  $R$  fra loro ottenendo così la seguente espressione per la funzione trasferimento di sito:  $R_h(f)/R_v(f) = Ss(f) = Hs(f)/H_B(f) * V_B(f)/Vs(f)$ . Ipotizzando infine che alla base dei sedimenti l'ampiezza spettrale della componente verticale e di quella orizzontale siano uguali e cioè:  $V_B(f)/H_B(f) = 1$ . il fattore di amplificazione del moto orizzontale in superficie potrà essere valutato direttamente nel seguente modo:  $S(f) = Hs(f)/Vs(f)$ . Le varie ipotesi sono state verificate dallo stesso Nakamura (1989) con misure di microtremori in superficie e in pozzo. Le stesse assunzioni sono state verificate anche da altri autori confrontando i risultati ottenuti con modelli di propagazione di onde di Rayleigh, modelli di propagazione 1-D di onde S e con modelli di generazione sintetica di rumore. Le conclusioni a cui sono giunti gli studi suddetti sono che il picco visibile nei rapporti H/V ottenuti con il rumore simulato è indipendente dalle caratteristiche della sorgente del rumore e che dipende invece fortemente dalla stratigrafia del terreno. Tale picco è inoltre ben correlato con la frequenza fondamentale di risonanza del terreno soggetto alla propagazione di onde S

verticali e con il picco fondamentale delle curve di dispersione delle onde di Rayleigh. La misura è stata eseguita con un apparecchio portatile compatto (TROMINO MICROMED) che alloggia in un unico contenitore rigido metallico tre sensori sismometrici, un digitalizzatore a 24 bit ed il sistema di archiviazione su *flash memory*. Per il punto di misura si è acquisita una registrazione della durata di 20 minuti, campionata ad una frequenza di 128 Hz. Il segnale acquisito è stato quindi: corretto per la linea di base (sottraendo a ciascun punto la media effettuata sull'intera traccia); corretto da andamenti (trend) anomali (sottraendo la retta della regressione lineare effettuata su tutti i punti della traccia); filtrato con un passa banda tra 0.1 e 64 Hz. Per ogni segnale si è calcolata quindi la trasformata di Fourier e successivamente si è effettuato il rapporto spettrale fra le componenti orizzontale e verticale. Tale rapporto è stato smussato con una finestra triangolare al 10% ed il risultato di tale operazione è stato assunto come stima delle funzioni di amplificazione locale di Nakamura. Tutte le operazioni descritte sono state fatte prevalentemente in campagna, mediante un programma applicativo appositamente implementato. Questo ha permesso di avere già al sito la possibilità di verificare le misure effettuate ed eventualmente ripeterle. La misura di microtremori è infatti soggetta ad influenze ambientali (vento, pioggia, copertura artificiale dei terreni, ecc.): per una descrizione dettagliata dei problemi legati alla corretta effettuazione delle misure si veda Mucciarelli (1998). Di seguito si riporta una succinta bibliografia di riferimento circa metodologia, utilizzo e restituzione della metodologia tromografica: Mucciarelli, M. (1998). Reliability and applicability range of Nakamura's technique using microtremors: an experimental approach, *J. Earthquake Engin.*, Vol. 2, n. 4, 1-14. Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *QR Railway Tech. Res. Inst.* 30, 1.

La restituzione dell'indagine tromografica si è appoggiata alle conoscenze stratigrafiche locali derivanti dalle indagini geognostiche condotte sull'area in esame e da ulteriori conoscenze stratigrafiche (anche ben più profonde) locali e derivanti da indagini di bibliografia. Ciò è indispensabile data la natura della strumentazione utilizzata e date le possibilità offerte dalle esperienze di Nakamura (et Alii), di cui si è sopra già ampiamente riportato. È importante far osservare come uno strumento tromografico sia l'unica strumentazione in grado

di misurare la frequenza propria di oscillazione dei terreni. Da tali dati si possono poi ricostruire tutte le altre componenti caratterizzanti dal punto di vista sismico i terreni di un'area (e sopra indicati). La possibilità di risalire ai dati di Vs30 conoscendo le frequenze tipiche di un suolo e gli spessori (profondità) dei suoi riflettori sismici, discende dalle esperienze di Nakamura e del derivato metodo HSRV precedentemente descritto. Il metodo di indagine utilizzato presuppone alcune approssimazioni legate ad esempio al fatto che le velocità di propagazione delle onde sismiche provocate aumentano dall'alto verso il basso (per questo il metodo consente la determinazione delle velocità intese come medie del volume di terra indagato non avendo un grado di definizione elevato); le velocità Vs così misurate sono comunque significative, trattandosi pur sempre di una misura diretta. Nei grafici H/V – f, che verranno in seguito riportati, si individuano le varie frequenze tipiche dei terreni di fondazione, dato di notevole importanza per una accurata progettazione delle strutture da realizzarsi sull'area in esame. Soprattutto in considerazione della tipologia strutturale da realizzarsi, si dovranno evitare accoppiamenti fra le modalità di vibrazione delle strutture (prevedibili in fase di progettazione) e le modalità di vibrazione dei terreni di fondazione, di cui sopra.

La misura geofisica sismica passiva locale del tipo H/V (tomografica), ha indagato profondità ampiamente maggiori di 30 metri.

## 5.1 RESTITUZIONE DELLA MISURA H/V LOCALMENTE ESEGUITA

Instrument: TRZ-0009/01-09

Start recording: 25/09/24 12:15:52 End recording: 25/09/24 12:45:52

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

Trace length: 0h30'00". Analyzed 74% trace (manual window selection)

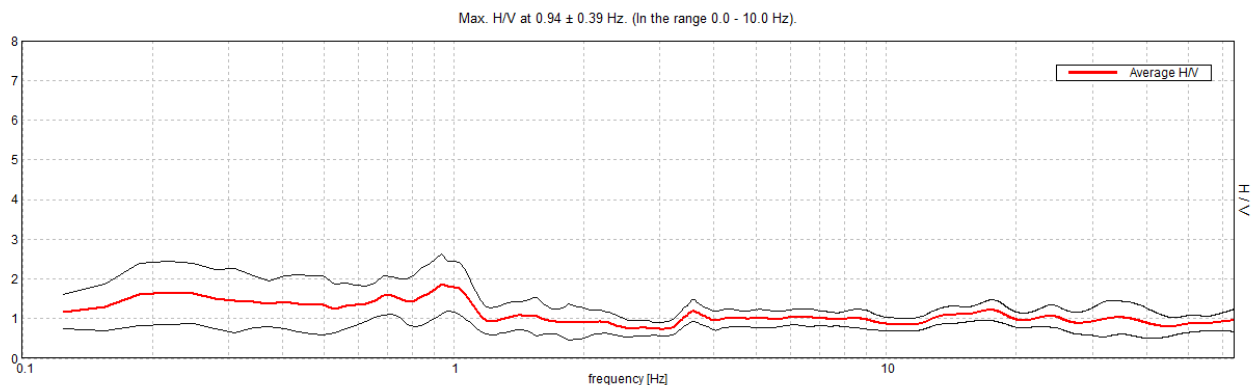
Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

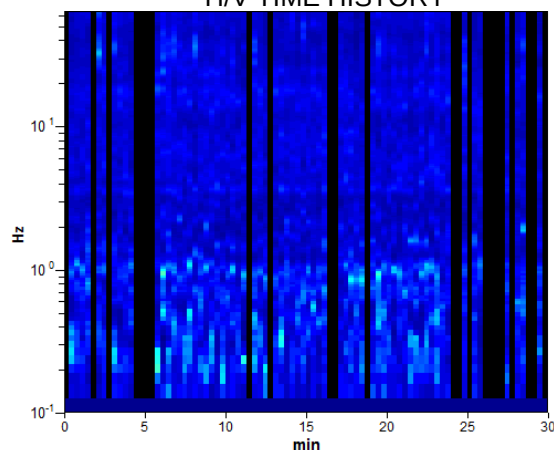
Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 10%

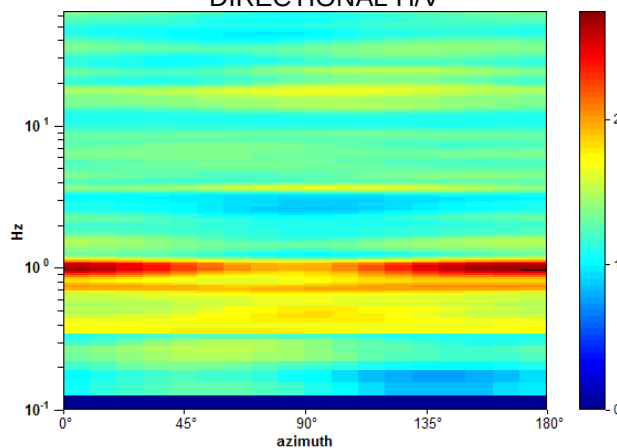
### HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



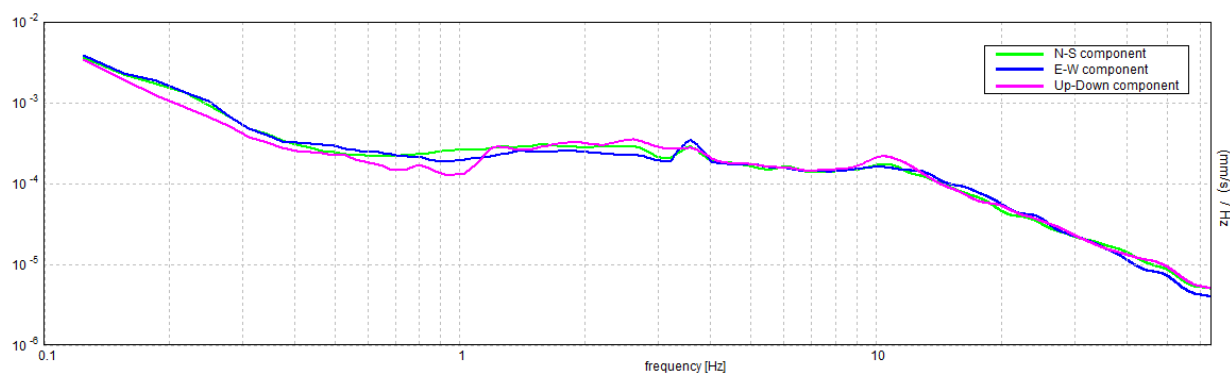
### H/V TIME HISTORY



### DIRECTIONAL H/V

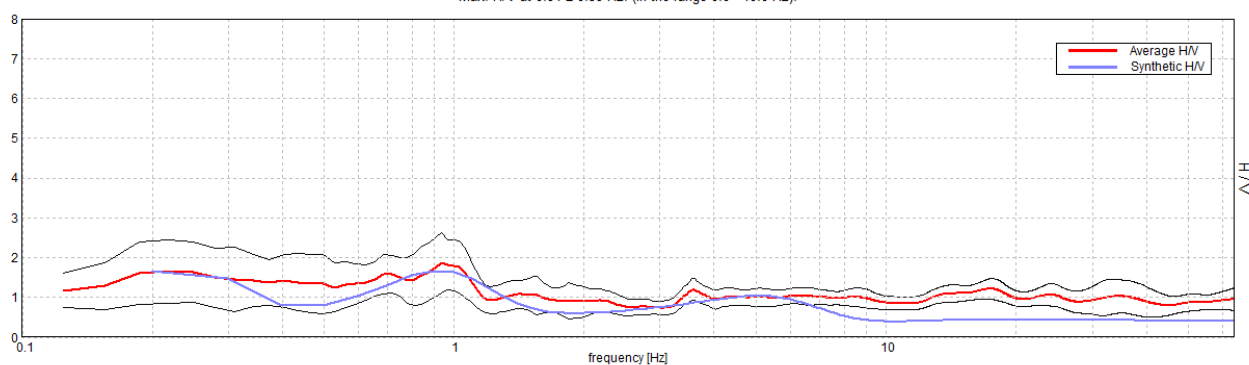


### SINGLE COMPONENT SPECTRA



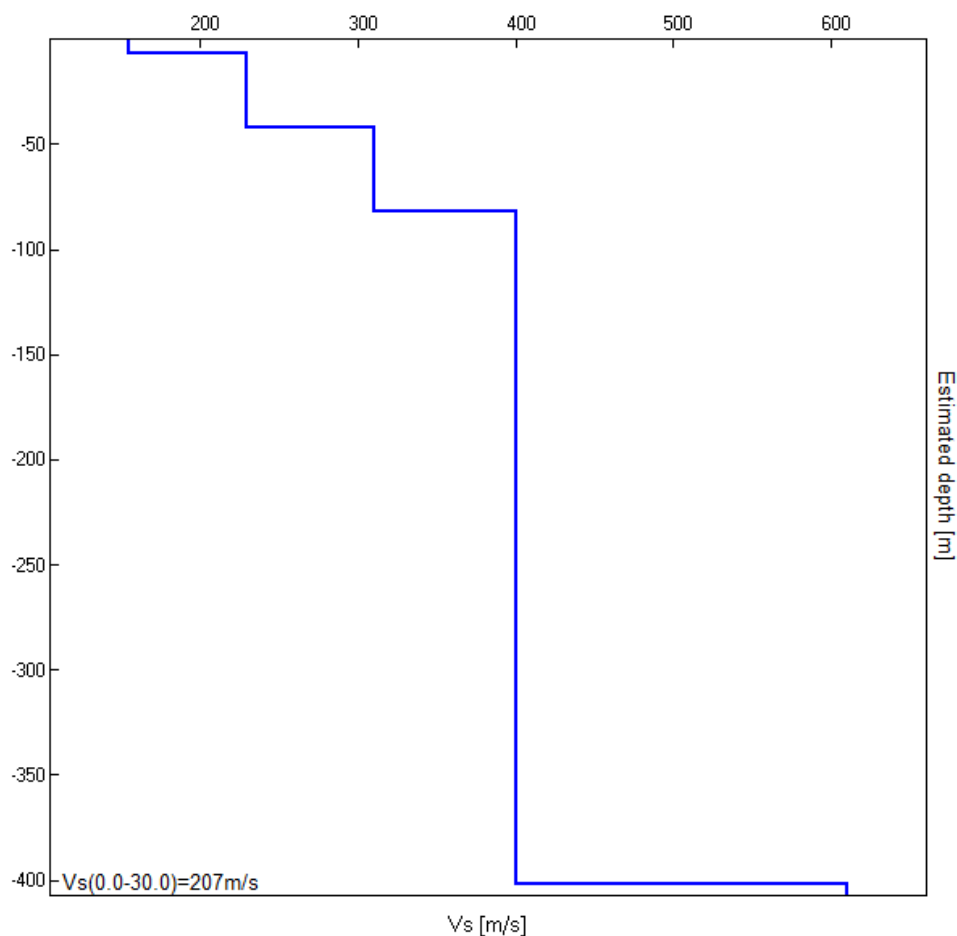
# EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at  $0.94 \pm 0.39$  Hz. (In the range 0.0 - 10.0 Hz).



| Depth at the bottom of the layer [m] | Thickness [m] | Vs [m/s] | Poisson ratio |
|--------------------------------------|---------------|----------|---------------|
| 7.00                                 | 7.00          | 155      | 0.49          |
| 42.00                                | 35.00         | 230      | 0.48          |
| 82.00                                | 40.00         | 310      | 0.47          |
| 402.00                               | 320.00        | 400      | 0.46          |
| inf.                                 | inf.          | 610      | 0.42          |

**Vs(0.0-30.0)=207m/s**



**Max. H/V at  $0.94 \pm 0.39$  Hz (in the range 0.0 - 10.0 Hz).**

L'indagine sismica è stata integrata con una prova penetrometrica SCPTU, eseguita nell'area oggetto di studio, attraverso l'uso del cono sismico collegato.

Lo standard di riferimento per l'esecuzione della prova è l'ASTM D 7400 "Standard Test Methods for Downhole Seismic Testing".

La prova SCPTU (S = Seismic; CPT = Cone Penetration Test; U = con misura della pressione neutra U) consiste, come per le prove CPTU standard, nell'infissione nel terreno del piezocono per la misura, ogni 2 cm, dei classici parametri qc (resistenza di punta), fs (resistenza laterale) ed U (pressione neutra).

Ad ogni metro di profondità (od eventualmente a profondità prestabilite a seconda delle necessità progettuali) viene sospesa l'infissione del piezocono ed a piano campagna, tramite adeguato sistema di energizzazione, vengono generate delle vibrazioni artificiali nel terreno.

Tramite i sensori sismici (geofoni) presenti all'interno del piezocono ed adeguato acquisitore sismico è possibile quindi rilevare e registrare tali segnali sismici e di conseguenza determinare i tempi necessari alle onde sismiche per percorrere il tratto da piano campagna fino alla profondità a cui si trova il piezocono (tempi di arrivo).

Grazie alla presenza di tre geofoni o accelerometri disposti all'intero del piezocono lungo le tre direzioni X, Y e Z ed al tipo di sistema di energizzazione utilizzato è possibile discriminare nei sismogrammi i segnali generati dalle onde di taglio S e dalle onde di compressione P.

Ottenuti i tempi di arrivo è possibile quindi calcolare la velocità di propagazione delle onde S e P. La prova penetrometrica statica SCPTU consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta elettrica dotata di piezocono, di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ( $V = 2 \text{ cm/s} \pm 0.5 \text{ cm/s}$ ).

La punta sismica è una punta penetrometrica elettrica dotata, oltre che dei geofoni succitati, di un trasduttore di pressione per la misura della pressione interstiziale dei pori, cioè il carico idraulico istantaneo presente nell'intorno della punta. La pressione dell'acqua interstiziale del terreno viene trasmessa al trasduttore attraverso un filtro, che è posto tra la base dell'estremità conica della punta ed il manicotto di attrito.

La penetrazione avviene attraverso un dispositivo di spinta, che agisce su una batteria di aste (aste cave con il cavo di trasmissione dati all'interno), alla cui estremità inferiore è collegata la punta con piezocono.

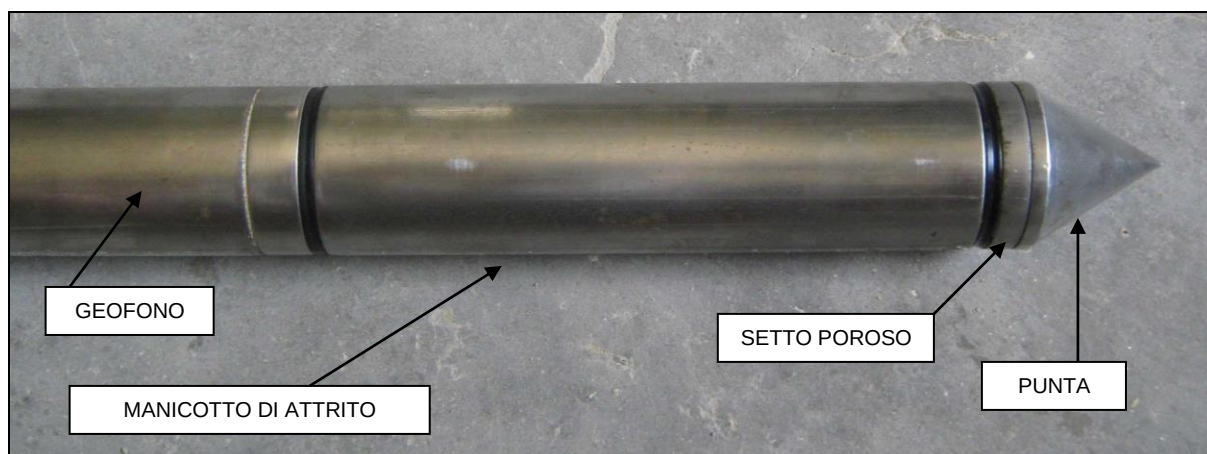


Figura – Punta piezocono

Lo sforzo necessario per l'infissione viene determinato a mezzo di un opportuno sistema di misura estensimetrico collegato alla punta ed al manicotto dell'attrito laterale, e da un trasduttore di pressione che registra le pressioni dell'acqua di falda durante l'infissione della punta, attraverso un setto poroso opportunamente saturato e disareato.

I dati delle resistenze alla punta, al manicotto laterale, della pressione dei pori e dell'inclinazione della punta vengono registrate su supporti magnetici ed e successivamente elaborati.

Le dimensioni della punta/manicotto sono standardizzate, e precisamente:

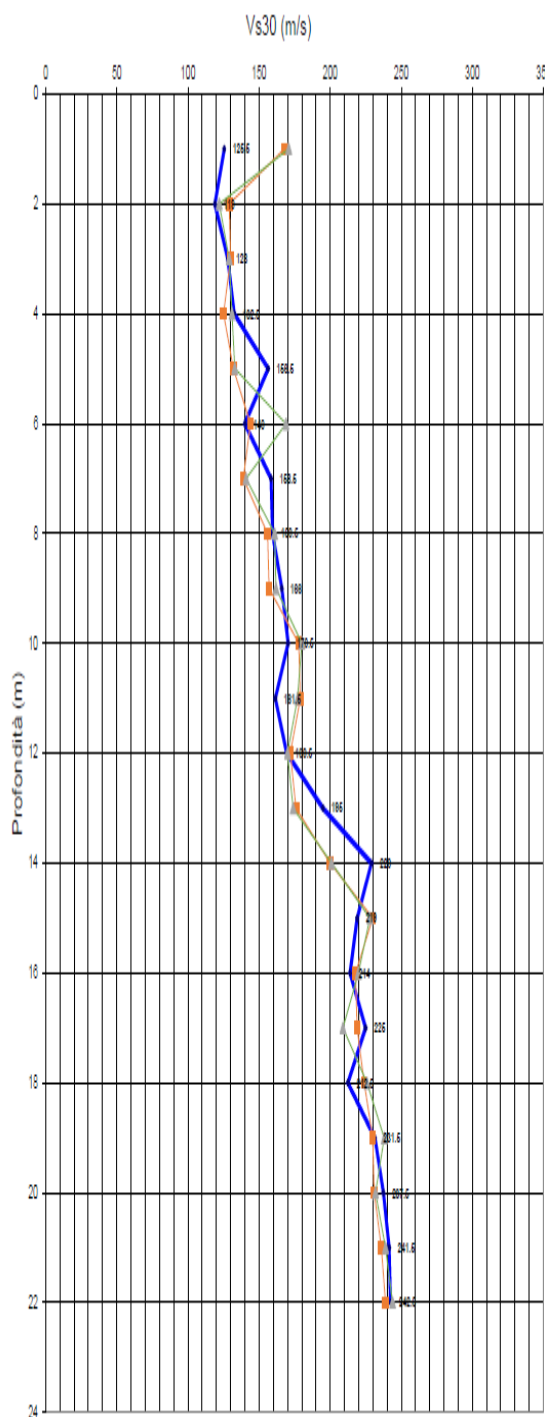
- diametro di base del cono  $f = 35.7 \text{ mm}$
- area della punta conica  $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo apertura del cono  $B = 60^\circ$
- superficie laterale manicotto  $A_m = 150 \text{ cm}^2$

Nei diagrammi e tabelle allegate sono riportati i seguenti valori di resistenza (rilevati dalle letture di campagna, durante l'infissione dello strumento):

- $q_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} = \text{resistenza alla punta (conica);}$
- $f_s \text{ (kg/cm}^2\text{)} = \text{resistenza laterale (manicotto);}$
- $U \text{ (kg/cm}^2\text{)} = \text{pressione dei pori (setto poroso);}$
- $f_s/q_c \text{ (\%)} = \text{rapporto attrito laterale / resistenza alla punta;}$
- $\Delta U/q_c = \text{variazione pressione dei pori in funzione della resistenza alla punta.}$

Oltre all'elaborazione dei valori di resistenza del sottosuolo, vengono fornite utili informazioni per il riconoscimento di massima dei terreni attraversati (stratigrafia), in base al rapporto  $q_c/f_s$  fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale del penetrometro, ovvero in base ai valori di  $q_c$  e del rapporto  $FR = (f_s/q_c) \%$  e dei principali parametri geotecnici riportati successivamente.

**Nella tabella di seguito riportata vengono evidenziati i valori di VS30 stimati.**



|                           |                                  |
|---------------------------|----------------------------------|
| COMMITTENTE               | CONSORZIO                        |
| LOCALITA'                 | PONTELAGOSCURO                   |
| PROFONDITA' DELLA PROVA M | 23.43                            |
|                           | *STIMA DEL PARAMETRO VS A 22.5 M |
| PROFONDITA' DELLA FALDA M | 300                              |
| PREFORO M                 | 0                                |

| Depth [m] | Vs [m/s]<br>LEFT | Vs [m/s]<br>RIGHT | Vs [m/s]<br>MEDIA |
|-----------|------------------|-------------------|-------------------|
| 1.5       | 168              | 171               | 169.5             |
| 2.5       | 129              | 122               | 125.5             |
| 3.5       | 130              | 129               | 129.5             |
| 4.5       | 125              | 131               | 128               |
| 5.5       | 132              | 133               | 132.5             |
| 6.5       | 144              | 169               | 156.5             |
| 7.5       | 139              | 141               | 140               |
| 8.5       | 156              | 161               | 158.5             |
| 9.5       | 157              | 162               | 159.5             |
| 10.5      | 178              | 180               | 179               |
| 11.5      | 179              | 177               | 178               |
| 12.5      | 172              | 170               | 171               |
| 13.5      | 176              | 174               | 175               |
| 14.5      | 200              | 201               | 200.5             |
| 15.5      | 230              | 228               | 229               |
| 16.5      | 218              | 220               | 219               |
| 17.5      | 219              | 209               | 214               |
| 18.5      | 224              | 226               | 225               |
| 19.5      | 230              | 238               | 234               |
| 20.5      | 231              | 232               | 231.5             |
| 21.5      | 236              | 239               | 237.5             |
| 22.5      | 239              | 244               | 241.5             |

**Media valori Vs 30 calcolati con prova SCPTU = 184 m/s**

## 5.2 CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto si è proceduto alla determinazione della categoria di suolo di fondazione secondo quanto previsto nelle NTC/2018 (Capitolo 3 - Azioni Sulle Costruzioni).

**Prendendo come riferimento i parametri di  $V_{s30}$  ricavati con le prove H/V e SCPTU (207 e 184 m/s) il sito in esame risulta rispondere alle caratteristiche di Suolo tipo C,**

|          |                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |
|----------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>A</b> | Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio $V_{s30} > 800$ m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.                                              |
| <b>B</b> | Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s                               |
| <b>C</b> | Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine di media consistenza, con profondità del substrato superiore a 30 m., caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalenti $V$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s |
| <b>D</b> | Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m., caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi fra 100 e 180 m/s. |
| <b>E</b> | Terreni con caratteristiche e velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.                                                                                                                                               |

## **5.3 CARATTERIZZAZIONE SISMICA**

### **Premessa**

Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli stati limite, che possono verificarsi durante un determinato periodo di riferimento della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire: in primo luogo la vita nominale dell'opera, che congiuntamente alla classe d'uso, permette di determinare il periodo di riferimento; una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, dopo aver definito le relative probabilità di superamento è possibile stabilire il periodo di ritorno associato a ciascun stato limite; a questo punto è possibile definire la pericolosità sismica di base per il sito interessato alla realizzazione dell'opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 e i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

### **Vita Nominale, Classi D'uso e Periodo Di Riferimento**

Nel DM 17 gennaio 2018-Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» il periodo di riferimento, che non può essere inferiore a 35 anni, è dato dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove:

- $V_R$  = periodo di riferimento
- $V_N$  = vita nominale
- $C_U$  = coefficiente d'uso

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$ , secondo le NTC 2018, è definita come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata e viene definita attraverso tre diversi valori, a seconda dell'importanza dell'opera e perciò delle esigenze di durabilità. I valori minimi di  $V_N$  da adottare

per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. di seguito. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

| TIPI DI COSTRUZIONI |                                                | Valori minimi<br>di VN (anni) |
|---------------------|------------------------------------------------|-------------------------------|
| 1                   | Costruzioni temporanee e provvisorie           | 10                            |
| 2                   | Costruzioni con livelli di prestazioni         | 50                            |
| 3                   | Costruzioni con livelli di prestazioni elevati | 100                           |

*Tabella - Valori minimi della Vita nominale VN di progetto per i diversi tipi di costruzioni*

### Nel caso specifico VN = 50 anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Le NTC 2018 prevedono quattro classi d'uso a ciascuna delle quali è associato un valore del coefficiente d'uso:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli. CU = 0.7;
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti. CU = 1.0;
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso. CU = 1.5;
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di

calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.  $CU = 2.0$ .

**Nel caso in esame viene presa in considerazione la classe d'uso II a cui è associato il coefficiente d'uso  $CU = 1$ .**

**Ricavati i valori di VN e CU, è possibile calcolare il periodo di riferimento VR, che qui vale:**

$$VR = 50 * 1 = 50 \text{ anni.}$$

### **Stati Limite, Probabilità di Superamento e Periodo Di Ritorno**

Le NTC 2018 prendono in considerazione 4 possibili stati limite (SL) individuati facendo riferimento alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti: due sono stati limite di esercizio (SLE) e due sono stati limite ultimi (SLU). Uno stato limite è una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per la quale è stata progettata.

Più in particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono essere dotate di capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (sicurezza nei confronti di SLE) e di capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e di dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone o comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera (sicurezza nei confronti di SLU). Gli stati limite di esercizio sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

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

Gli stati limite ultimi sono:

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

Ad ogni stato limite è associata una probabilità di superamento PVR (Tabella di seguito), ovvero la probabilità che, nel periodo di riferimento VR, si verifichi almeno un evento sismico ( $n \geq 1$ ) di  $a_g$  prefissata ( $a_g$  = accelerazione orizzontale massima del suolo) avente frequenza media annua di ricorrenza  $\lambda = 1/TR$  ( $TR$  = periodo di ritorno).

|                                                  |     |           |
|--------------------------------------------------|-----|-----------|
| Stato limite di esercizio: operatività           | SLO | PVR = 81% |
| Stato limite di esercizio: danno                 | SLD | PVR = 63% |
| Stati limite ultimo: salvaguardia della vita     | SLV | PVR = 10% |
| Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso | SLC | PVR = 5%  |

*Tabella - Stati limite e rispettive probabilità di superamento, nel periodo di riferimento VR*

Fissati VR e PVR associata ad ogni stato limite, è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica TR, espresso in anni, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Tale relazione tra PVR (probabilità) e TR (statistica) risulta biunivoca poiché utilizza la distribuzione discreta Poissoniana.

Poiché è VR = 50 anni, il tempo di ritorno TR sarà:

|                                                  |     |          |
|--------------------------------------------------|-----|----------|
| Stato limite di esercizio: operatività           | SLO | TR = 30  |
| Stato limite di esercizio: danno                 | SLD | TR = 50  |
| Stati limite ultimo: salvaguardia della vita     | SLV | TR = 475 |
| Stati limite ultimo: di prevenzione del collasso | SLC | TR = 975 |

*Tabella - Stati limite e rispettivi tempi di ritorno, nel periodo di riferimento VR*

### **Pericolosità sismica di base**

Di seguito vengono riportati i parametri e punti degli spettri di risposta per lo stato limite SLV ottenuti attraverso le seguenti fasi di studio:

Fase 1 – Individuazione della pericolosità del sito

Fase 2 - Scelta della strategia di progettazione

Fase 3 – Determinazione dell'azione di progetto

Attraverso l'utilizzo del software "Spettri di risposta NTC-08 versione 1.0.3" si è proceduto alla determinazione della pericolosità sismica di base e di sito dell'area oggetto di studio:

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate
 

LONGITUDINE 
 LATITUDINE

☐ Ricerca per comune
 

REGIONE 
 PROVINCIA 
 COMUNE

Elaborazioni grafiche  
 Grafici spettri di risposta  
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche  
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento
 

Controllo sul reticolo  
☐ Sito esterno al reticolo  
☐ Interpolazione su 3 nodi  
☒ Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
 **FASE 1**
 FASE 2
 FASE 3

Per la definizione degli spettri di risposta si è fatto riferimento indicativamente a una classe di uso 2 (coeff. d'uso 1) e vita nominale delle costruzioni 50 anni.

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto
 

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

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

|                                 |                       |                                  |
|---------------------------------|-----------------------|----------------------------------|
| Stati limite di esercizio - SLE | SLO - $P_{VR} = 81\%$ | <input type="text" value="30"/>  |
|                                 | SLD - $P_{VR} = 63\%$ | <input type="text" value="50"/>  |
| Stati limite ultimi - SLU       | SLV - $P_{VR} = 10\%$ | <input type="text" value="475"/> |
|                                 | SLC - $P_{VR} = 5\%$  | <input type="text" value="975"/> |

Elaborazioni  
 Grafici parametri azione  
 Grafici spettri di risposta  
 Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO  
 ---□--- Strategia per costruzioni ordinarie  
 - - - ■ - - - Strategia scelta

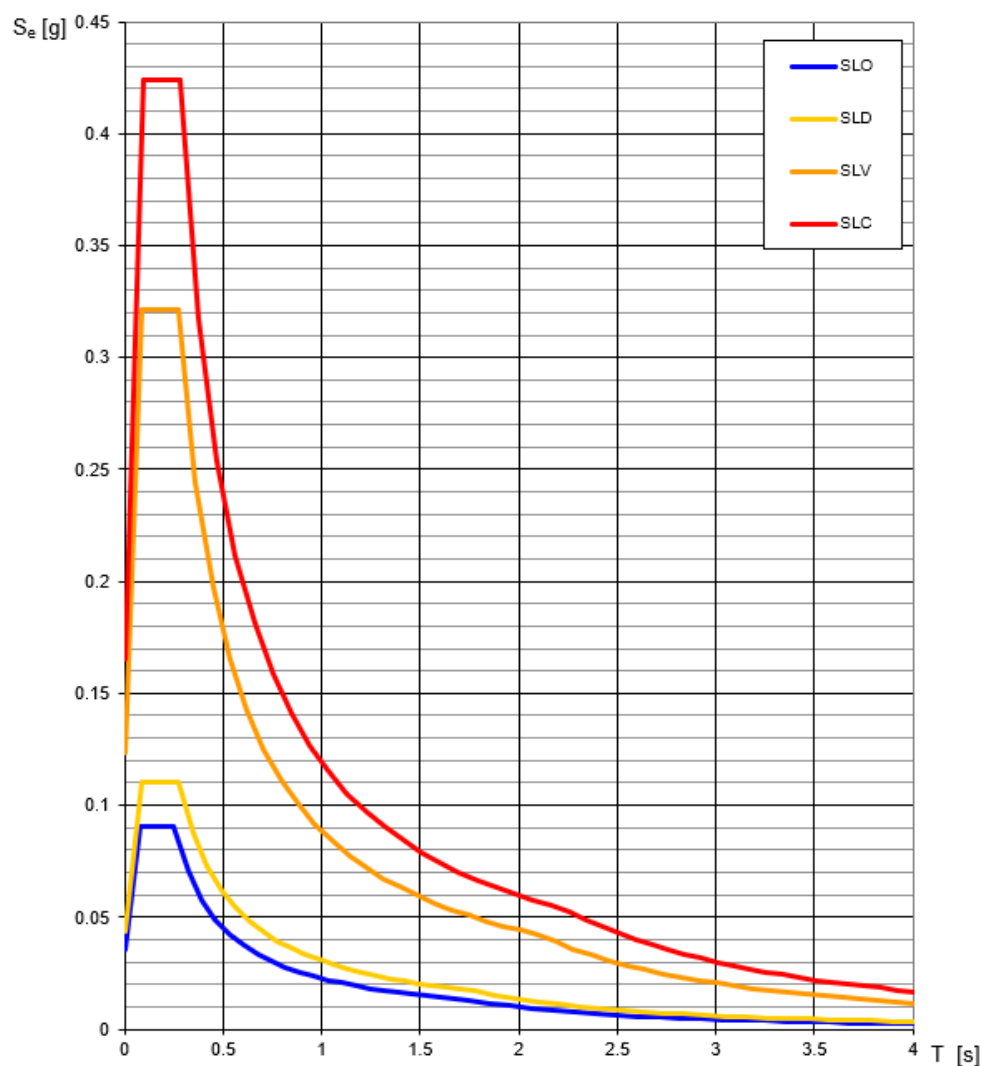
Strategia di progettazione

INTRO
 FASE 1
 **FASE 2**
 FASE 3

### Valori dei parametri $a_g$ , $F_0$ , $T_C^*$ per i periodi di ritorno $T_R$ associati a ciascuno

| SLATO LIMITE | $T_R$<br>[anni] | $a_g$<br>[g] | $F_0$<br>[-] | $T_C^*$<br>[s] |
|--------------|-----------------|--------------|--------------|----------------|
| SLO          | 30              | 0.036        | 2.548        | 0.250          |
| SLD          | 50              | 0.044        | 2.520        | 0.276          |
| SLV          | 475             | 0.124        | 2.597        | 0.276          |
| SLC          | 975             | 0.165        | 2.566        | 0.281          |

### Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Per la definizione della pericolosità sismica di sito si è inoltre tenuto conto di:

- Coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi$  5%
- Fattore di alterazione dello spettro elastico  $\eta=1.000$
- Categoria sottosuolo C
- Categoria topografica T1

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**

Stato Limite considerato: **SLV** info

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo: **C** info  $S_B = 1.500$   $C_C = 1.607$  info

Categoria topografica: **T1** info  $h/H = 0.000$   $S_T = 1.000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**Compon. orizzontale**

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)  $\zeta = 5\%$   $\eta = 1.000$  info

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)  $q_0 = 1$   $\eta = 1.000$  info

**Compon. verticale**

Spettro di progetto  $q = 1$   $\eta = 1/q = 1.000$  info

**Elaborazioni**

Grafici spettri di risposta info

Parametri e punti spettri di risposta info

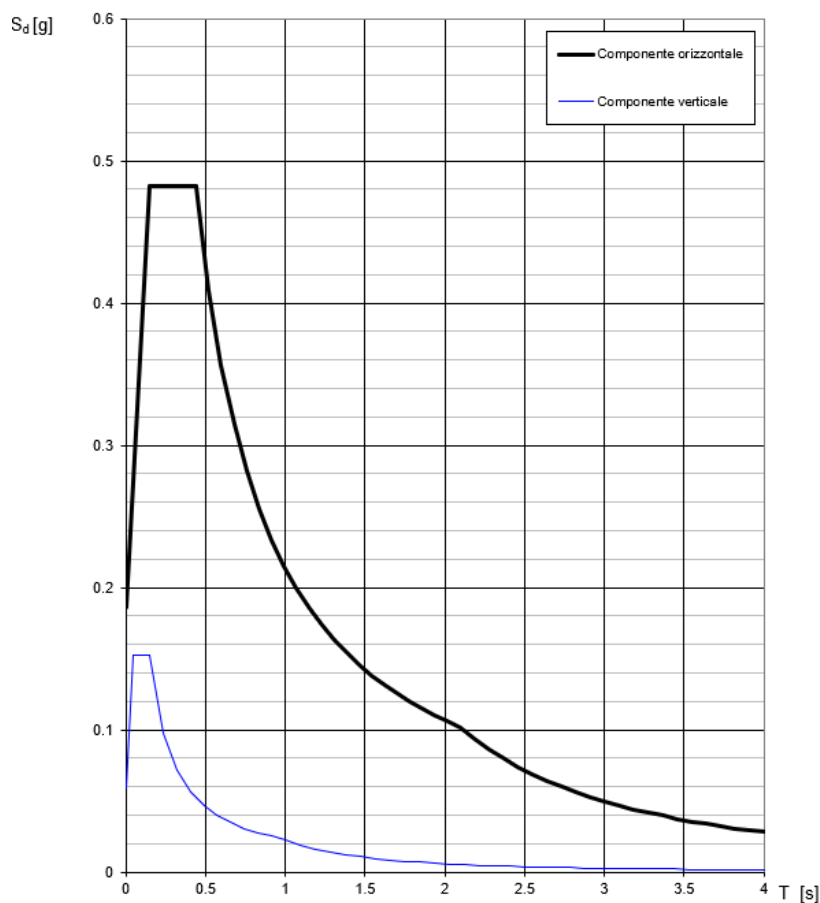
**Spettri di risposta**

— Spettro di progetto - componente orizzontale  
— Spettro di progetto - componente verticale  
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO      FASE 1      FASE 2      **FASE 3**

Da cui derivano i seguenti spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali e verticale:

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



In particolare si riportano di seguito i parametri e i punti dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali:

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

#### Parametri indipendenti

| STATO LIMITE | SLV     |
|--------------|---------|
| $a_g$        | 0.124 g |
| $F_0$        | 2.597   |
| $T_C^*$      | 0.276 s |
| $S_a$        | 1.500   |
| $C_C$        | 1.607   |
| $S_T$        | 1.000   |
| $q$          | 1.000   |

#### Parametri dipendenti

|        |         |
|--------|---------|
| $S$    | 1.500   |
| $\eta$ | 1.000   |
| $T_B$  | 0.148 s |
| $T_C$  | 0.443 s |
| $T_D$  | 2.095 s |

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q$$

$$T_B = T_C^* / 3$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6$$

#### Espressioni dello spettro di risposta

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura.

#### Punti dello spettro di risposta

|                  | T [s] | $S_e$ [g] |
|------------------|-------|-----------|
|                  | 0.000 | 0.186     |
| $T_B \leftarrow$ | 0.148 | 0.482     |
| $T_C \leftarrow$ | 0.443 | 0.482     |
|                  | 0.521 | 0.409     |
|                  | 0.600 | 0.356     |
|                  | 0.679 | 0.315     |
|                  | 0.757 | 0.282     |
|                  | 0.836 | 0.255     |
|                  | 0.915 | 0.233     |
|                  | 0.993 | 0.215     |
|                  | 1.072 | 0.199     |
|                  | 1.151 | 0.186     |
|                  | 1.230 | 0.174     |
|                  | 1.308 | 0.163     |
|                  | 1.387 | 0.154     |
|                  | 1.466 | 0.146     |
|                  | 1.544 | 0.138     |
|                  | 1.623 | 0.132     |
|                  | 1.702 | 0.125     |
|                  | 1.780 | 0.120     |
|                  | 1.859 | 0.115     |
|                  | 1.938 | 0.110     |
|                  | 2.016 | 0.106     |
| $T_D \leftarrow$ | 2.095 | 0.102     |
|                  | 2.186 | 0.094     |
|                  | 2.277 | 0.086     |
|                  | 2.367 | 0.080     |
|                  | 2.458 | 0.074     |
|                  | 2.549 | 0.069     |
|                  | 2.639 | 0.064     |
|                  | 2.730 | 0.060     |
|                  | 2.821 | 0.056     |
|                  | 2.911 | 0.053     |
|                  | 3.002 | 0.050     |
|                  | 3.093 | 0.047     |
|                  | 3.184 | 0.044     |
|                  | 3.274 | 0.042     |
|                  | 3.365 | 0.040     |
|                  | 3.456 | 0.037     |
|                  | 3.546 | 0.036     |
|                  | 3.637 | 0.034     |
|                  | 3.728 | 0.032     |
|                  | 3.819 | 0.031     |
|                  | 3.909 | 0.029     |
|                  | 4.000 | 0.028     |

L'accelerazione massima al suolo attesa sarà uguale a:

- $a_{max} = S \cdot a_g = 0.186$  g
- $S$  = coeff. di amplificazione (azione orizzontale) = 1.5
- $a_g$  = accelerazione al suolo = 0.124 g
- $F_0$  = fattore di amplificazione spettrale massima = 2.597
- $T_C^* = 0.276$  s

## Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato lin\$LV

### Parametri indipendenti

| STATO LIMITE |         |
|--------------|---------|
| $a_{gv}$     | 0.059 g |
| $S_s$        | 1.000   |
| $S_T$        | 1.000   |
| $q$          | 1.000   |
| $T_B$        | 0.050 s |
| $T_C$        | 0.150 s |
| $T_D$        | 1.000 s |

### Parametri dipendenti

|        |       |
|--------|-------|
| $F_v$  | 1.234 |
| $S$    | 1.000 |
| $\eta$ | 1.000 |

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T$$

$$\eta = 1/q$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

### Espressioni dello spettro di risposta

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

### Punti dello spettro di risposta

|                  | T [s] | Se [g] |
|------------------|-------|--------|
|                  | 0.000 | 0.059  |
| $T_B \leftarrow$ | 0.050 | 0.153  |
| $T_C \leftarrow$ | 0.150 | 0.153  |
|                  | 0.235 | 0.097  |
|                  | 0.320 | 0.072  |
|                  | 0.405 | 0.057  |
|                  | 0.490 | 0.047  |
|                  | 0.575 | 0.040  |
|                  | 0.660 | 0.035  |
|                  | 0.745 | 0.031  |
|                  | 0.830 | 0.028  |
|                  | 0.915 | 0.025  |
| $T_D \leftarrow$ | 1.000 | 0.023  |
|                  | 1.094 | 0.019  |
|                  | 1.188 | 0.016  |
|                  | 1.281 | 0.014  |
|                  | 1.375 | 0.012  |
|                  | 1.469 | 0.011  |
|                  | 1.563 | 0.009  |
|                  | 1.656 | 0.008  |
|                  | 1.750 | 0.007  |
|                  | 1.844 | 0.007  |
|                  | 1.938 | 0.006  |
|                  | 2.031 | 0.006  |
|                  | 2.125 | 0.005  |
|                  | 2.219 | 0.005  |
|                  | 2.313 | 0.004  |
|                  | 2.406 | 0.004  |
|                  | 2.500 | 0.004  |
|                  | 2.594 | 0.003  |
|                  | 2.688 | 0.003  |
|                  | 2.781 | 0.003  |
|                  | 2.875 | 0.003  |
|                  | 2.969 | 0.003  |
|                  | 3.063 | 0.002  |
|                  | 3.156 | 0.002  |
|                  | 3.250 | 0.002  |
|                  | 3.344 | 0.002  |
|                  | 3.438 | 0.002  |
|                  | 3.531 | 0.002  |
|                  | 3.625 | 0.002  |
|                  | 3.719 | 0.002  |
|                  | 3.813 | 0.002  |
|                  | 3.906 | 0.002  |
|                  | 4.000 | 0.001  |

## 6 SUSCETTIBILITA' ALLA LIQUEFAZIONE DEGLI ORIZZONTI GRANULARI SATURI

Il fenomeno della liquefazione determina una diminuzione della resistenza al taglio e/o della rigidezza, nei litotipi granulari, causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico e tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

Le Norme Tecniche annesse alla vigente Normativa Sismica (l'Ordinanza 3274, 3316 e ss.,) impongono detta verifica quando “la falda freatica si trovi in prossimità della superficie (p.c.) ed il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo- argillosa”

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

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $qc_{1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc_{1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .

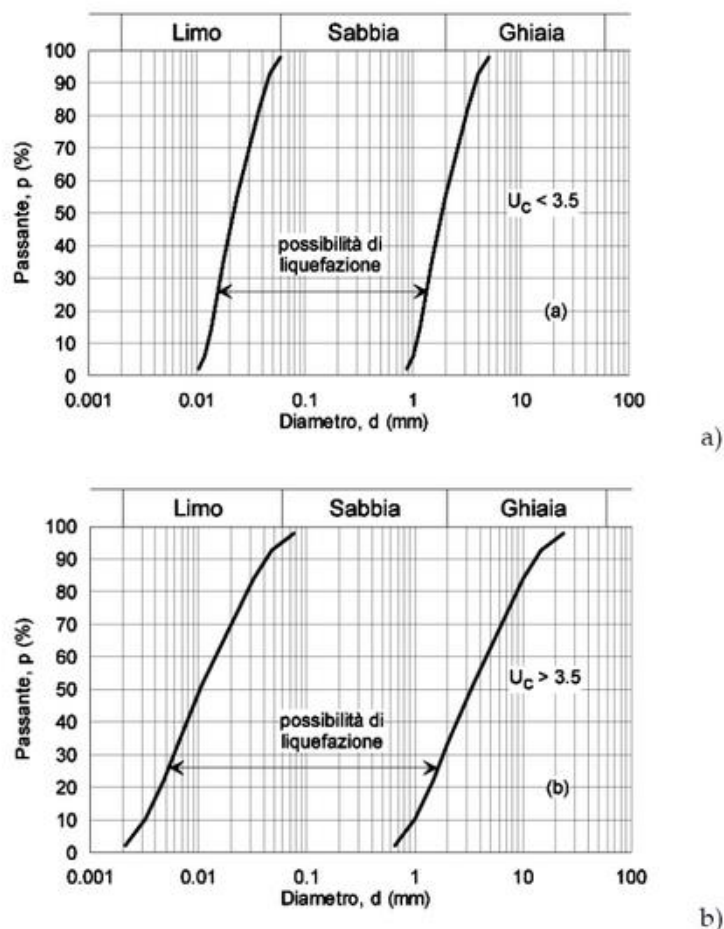


Fig. 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

La normativa impone che quando nessuna delle precedenti condizioni risulti soddisfatta si debba procedere alla verifica mediante i metodi generalmente accettati dalla Ingegneria Geotecnica.

Considerato che nel caso in esame nessuna delle condizioni sopra descritte è soddisfatta si è proceduto alla verifica alla liquefazione dei livelli sabbioso limosi presenti nei primi 20.0 metri utilizzando il metodo semplificato Robertson (NCEER R&W 1998,2009), specificamente elaborato per prove penetrometrie statiche, previa determinazione di un valore di riferimento della Magnitudo  $M$ , per il terremoto di progetto.

Il Comune di Ferrara, in particolare l'area oggetto di studio, ricade nella zona **Sismogenetica 912** individuata dalle coordinate riportate nel Rapporto Conclusivo INGV– Aprile 2004:

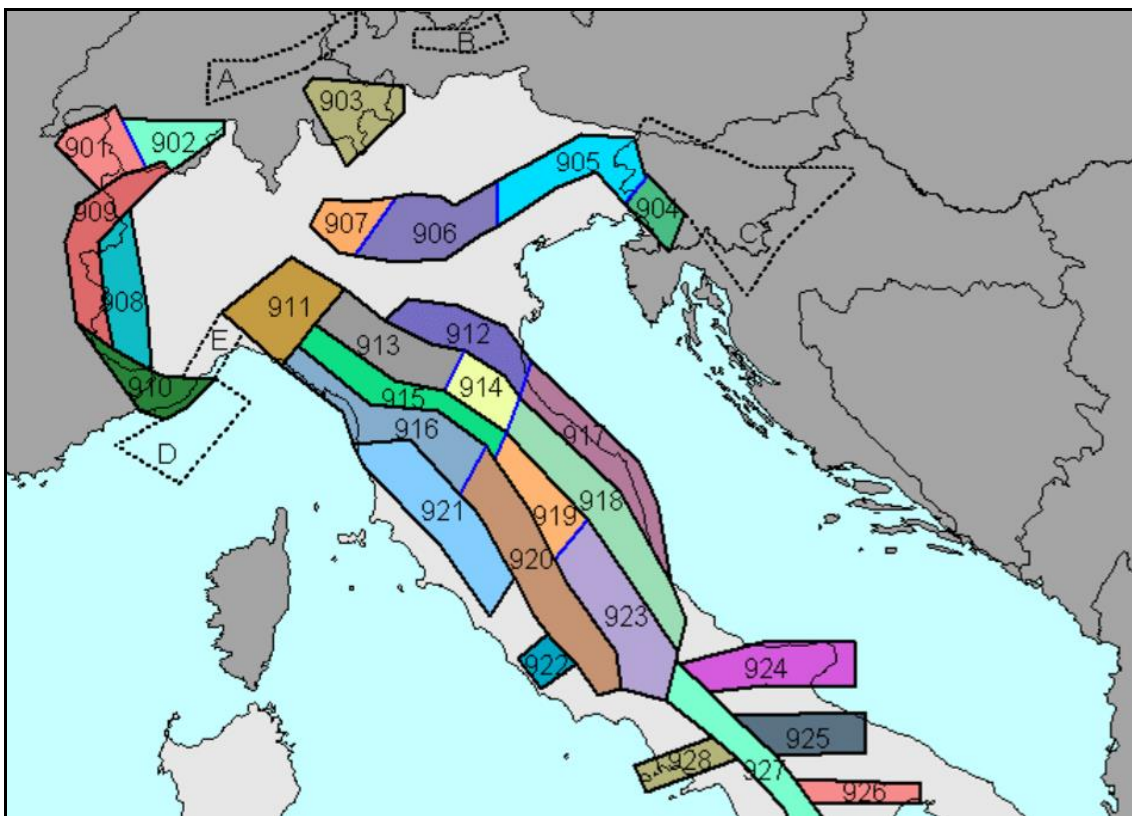


FIGURA – Mappa aree sismogenetiche

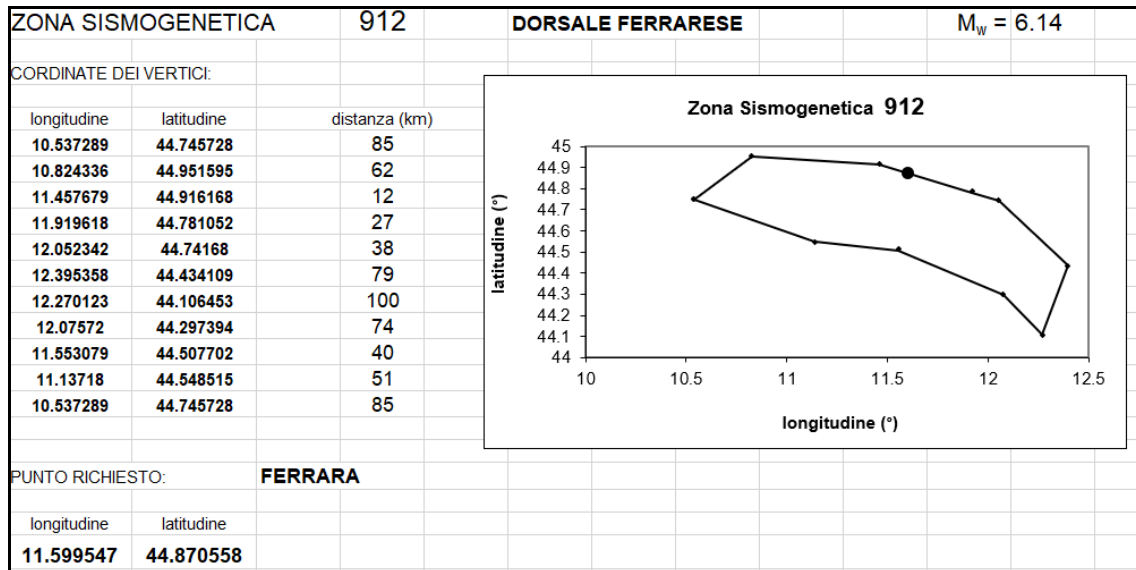


FIGURA - Localizzazione area oggetto di studio all'interno della zona Sismogenetica 912

La magnitudo  $M_{wmax}$  attesa all'interno della zona sismogenetica 912 è pari a **Mw= 6,14**, valore indicato nel Rapporto conclusivo dell'INGV (Aprile 2004) per la dorsale ferrarese:

| 1                          | 2          | 3              | 4              | 5                          | 6                         | 7        | 8           | 9        | 10          |
|----------------------------|------------|----------------|----------------|----------------------------|---------------------------|----------|-------------|----------|-------------|
| nome ZS                    | N ZS       | DISS2<br>MwMax | CPTI2<br>MwMax | CPTI2<br>MwMax<br>(classe) | CPTI2<br>completo<br>04.2 | Az1      | Mw<br>Max1  | Az2      | Mw<br>Max2  |
| Savoia                     | 901        |                | 5.79           | 5.68                       | 5.68                      | +1(a)    | 5.91        | +2(d)    | 6.14        |
| Vallese                    | 902        |                | 6.10           | 6.14                       | 6.14                      |          | 6.14        |          | 6.14        |
| Grigioni-Valtellina        | 903        |                | 5.79           | 5.68                       | 5.22                      | +3(b)    | 5.91        | +4(d)    | 6.14        |
| Trieste -Monte Nevoso      | 904        |                | 5.71           | 5.68                       | 5.68                      |          | 5.68        | +2(d)    | 6.14        |
| Friuli -Veneto Orientale   | 905        | 6.4            | 6.66           | 6.60                       | 6.60                      |          | 6.60        |          | 6.60        |
| Garda-Veronese             | 906        | 6.2            | 6.49           | 6.60                       | 6.60                      |          | 6.60        |          | 6.60        |
| Bergamasco                 | 907        | 5.9            | 5.67           | 5.68                       | 5.68                      | G        | 5.91        | +2(d)    | 6.14        |
| Piemonte                   | 908        |                | 5.67           | 5.68                       | 5.68                      |          | 5.68        | +2(d)    | 6.14        |
| Alpi Occidentali           | 909        |                | 5.54           | 5.45                       | 5.45                      | +1(a)    | 5.68        | +3(d)    | 6.14        |
| Nizza-Sanremo              | 910        | 6.3            | 6.29           | 6.37                       | 6.37                      |          | 6.37        |          | 6.37        |
| Tortona-Bobbio             | 911        |                | 5.67           | 5.68                       | 5.68                      |          | 5.68        | +2(d)    | 6.14        |
| <b>Dorsale Ferrarese</b>   | <b>912</b> | <b>6.2</b>     | <b>5.88</b>    | <b>5.91</b>                | <b>5.91</b>               | <b>G</b> | <b>6.14</b> | <b>G</b> | <b>6.14</b> |
| Appennino Emiliano-Romagn. | 913        |                | 5.85           | 5.91                       | 5.91                      |          | 5.91        | +1(d)    | 6.14        |
| Forlivese                  | 914        |                | 5.97           | 5.91                       | 5.91                      |          | 5.91        | +1(d)    | 6.14        |
| Garfagnana-Mugello         | 915        | 6.4            | 6.49           | 6.60                       | 6.60                      |          | 6.60        |          | 6.60        |
| Versilia-Chianti           | 916        |                | 5.52           | 5.45                       | 5.45                      | +1(c)    | 5.68        | +3(d)    | 6.14        |
| Rimini-Ancona              | 917        | 6.1            | 5.94           | 5.91                       | 5.91                      | G        | 6.14        | G        | 6.14        |
| Medio-Marchigiana/Abruzz.  | 918        |                | 6.23           | 6.14                       | 6.14                      | +1(a)    | 6.37        | +1(a)    | 6.37        |
| Appennino Umbro            | 919        | 6.0            | 6.33           | 6.37                       | 6.37                      |          | 6.37        |          | 6.37        |
| Val di Chiana-Ciociaria    | 920        |                | 5.57           | 5.68                       | 5.45                      | +1(b)    | 5.68        | +3(d)    | 6.14        |
| Etruria                    | 921        |                | 5.91           | 5.91                       | 5.91                      |          | 5.91        | +1(d)    | 6.14        |
| Colli Albani               | 922        |                | 5.53           | 5.45                       | 5.45                      |          | 5.45        |          | 5.45        |
| Appennino Abruzzese        | 923        | 6.7            | 6.99           | 7.06                       | 7.06                      |          | 7.06        |          | 7.06        |
| Molise-Gargano             | 924        | 6.7            | 6.73           | 6.83                       | 6.83                      |          | 6.83        |          | 6.83        |
| Ofanto                     | 925        |                | 6.72           | 6.83                       | 6.83                      |          | 6.83        |          | 6.83        |
| Basento                    | 926        | 5.8            | 5.84           | 5.91                       | 5.91                      |          | 5.91        | +1(d)    | 6.14        |
| Sannio-Irpinia -Basilicata | 927        | 6.8            | 6.96           | 7.06                       | 7.06                      |          | 7.06        |          | 7.06        |
| Ischia-Vesuvio             | 928        |                | 5.78           | 5.68                       | 5.68                      | +1(a)    | 5.91        | +1(a)    | 5.91        |
| Calabria Tirrenica         | 929        | 7.0            | 7.24           | 7.29                       | 7.29                      |          | 7.29        |          | 7.29        |
| Calabria Ionica            | 930        | 6.0            | 6.60           | 6.60                       | 6.60                      |          | 6.60        |          | 6.60        |
| Canale d'Otranto           | 931        |                | 6.90           | 6.83                       | 6.83                      |          | 6.83        |          | 6.83        |
| Eolie-Patti                | 932        | 6.1            | 6.06           | 6.14                       | 6.14                      |          | 6.14        |          | 6.14        |
| Sicilia settentrionale     | 933        |                | 5.89           | 5.91                       | 5.91                      | +1(c)    | 6.14        | +1(c)    | 6.14        |
| Belice                     | 934        |                | 6.12           | 6.14                       | 6.14                      |          | 6.14        |          | 6.14        |
| Iblei                      | 935        |                | 7.41           | 7.29                       | 7.29                      |          | 7.29        |          | 7.29        |
| Etna                       | 936        |                | 5.30           | 5.22                       | 5.22                      | +1(a)    | 5.45        | +1(a)    | 5.45        |

Tabella 6. Valori di  $M_{wmax}$  da DISS2 e CPTI2 (col.3, 4, 5); valori di  $M_{wmax}$  dopo l'applicazione degli intervalli di completezza CO-04.2 (col.6); azioni e valore finale di  $M_{wmax1}$  (col.7, 8); azioni e valori finali di  $M_{wmax2}$  (col.9, 10). Le azioni indicano l'aumento (in numero di classi) rispetto ai valori della colonna 6 determinato da:

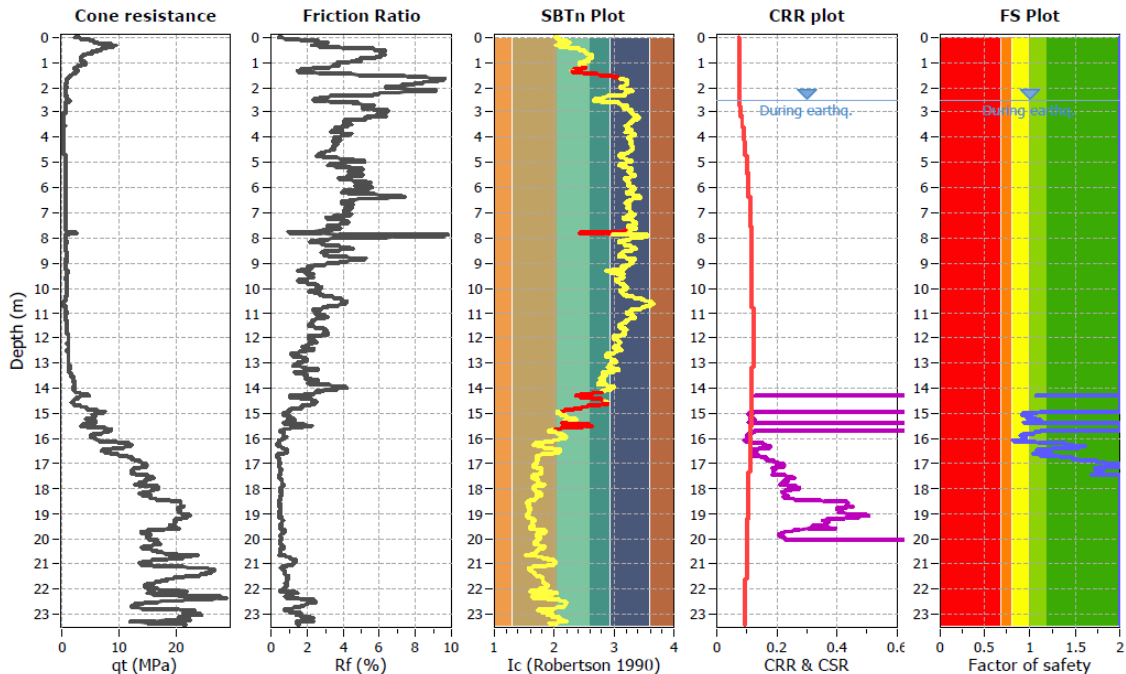
Per l'area in esame quindi la verifica a liquefazione degli orizzonti sabbiosi saturi è stata condotta considerando:

- **$a_{max} = S \cdot a_g = 0.186 \text{ g}$ ;**
- **Mw= 6,14;**
- **metodo di calcolo semplificato Robertson (NCEER R&W 1998,2009).**

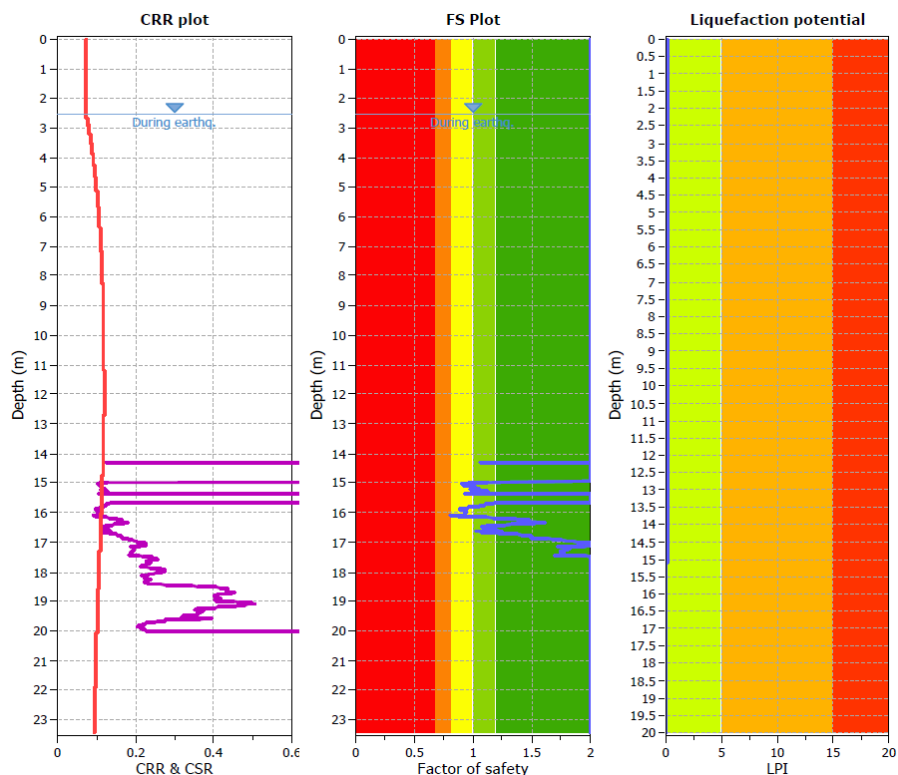
La verifica alla liquefazione degli orizzonti sabbiosi saturi è stata condotta mediante programma di calcolo Cliq della Geologismiki Geotechnical Software:

**Input parameters and analysis data**

|                              |                   |                           |              |                         |     |                      |              |
|------------------------------|-------------------|---------------------------|--------------|-------------------------|-----|----------------------|--------------|
| Analysis method:             | NCEER (1998)      | G.W.T. (in-situ):         | 3.00 m       | Use fill:               | No  | Clay like behavior   |              |
| Fines correction method:     | NCEER (1998)      | G.W.T. (earthq.):         | 2.50 m       | Fill height:            | N/A | applied:             | Sands only   |
| Points to test:              | Based on Ic value | Average results interval: | 5            | Fill weight:            | N/A | Limit depth applied: | Yes          |
| Earthquake magnitude $M_w$ : | 6.14              | Ic cut-off value:         | 2.60         | Trans. detect. applied: | Yes | Limit depth:         | 20.00 m      |
| Peak ground acceleration:    | 0.19              | Unit weight calculation:  | Based on SBT | $K_0$ applied:          | Yes | MSF method:          | Method based |



**Verifica a liquefazione orizzonti saturi – PROVA SCPTU**

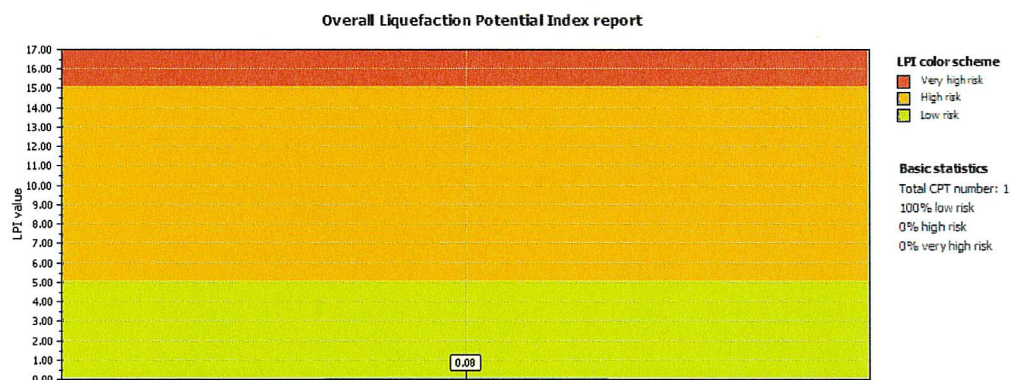


**Verifica a liquefazione orizzonti saturi – PROVA SCPTU**

Si ricorda inoltre che all'ALLEGATO 3 della D.G.R n.630/2019 Regione Emilia Romagna, in base al valore stimato dell'indice di potenziale liquefazione IL si definiscono le seguenti classi di pericolosità:

- IL = 0 Non liquefacibile ( $FL \geq 1.2$ )
- $0 < IL \leq 2$  Potenziale basso
- $2 < IL \leq 5$  Potenziale moderato
- $5 < IL \leq 15$  Potenziale alto
- $IL > 15$  Potenziale molto alto

Si riporta di seguito il valore di IL calcolato per la verticale indagata:



La verifica alla liquefazione, con il metodo precedentemente esposto, ha portato ad avere coefficiente di sicurezza  $IF < 1$  solo per alcune lenti sabbiose di modesto spessore ubicate ad una profondità compresa tra 15 m e 16 m.

Il rischio di potenziale liquefazione risulta pari a 0.08 e si colloca nella classe di IL compreso tra i valori di 0 e 2 a basso potenziale di liquefazione, per questo motivo si è ritenuto non necessario procedere allo studio di Risposta Sismica Locale. Tale verifica è stata eseguita per le sabbie presenti nei primi 20 mt. di profondità poiché si ritiene ragionevolmente non possa verificarsi nelle sabbie presenti a profondità maggiori a causa della pressione litostatica esercitata dagli strati sovrastanti, considerando anche la presenza di circa 15.0 metri di argille sovrastanti non suscettibili a liquefazione che offrono una notevole garanzia all'impedimento della risalita delle sabbie sottostanti, l'eventuale manifestazione superficiale si configurerebbe come un evento eccezionale.

Dott. Geol. Antonio Mucchi

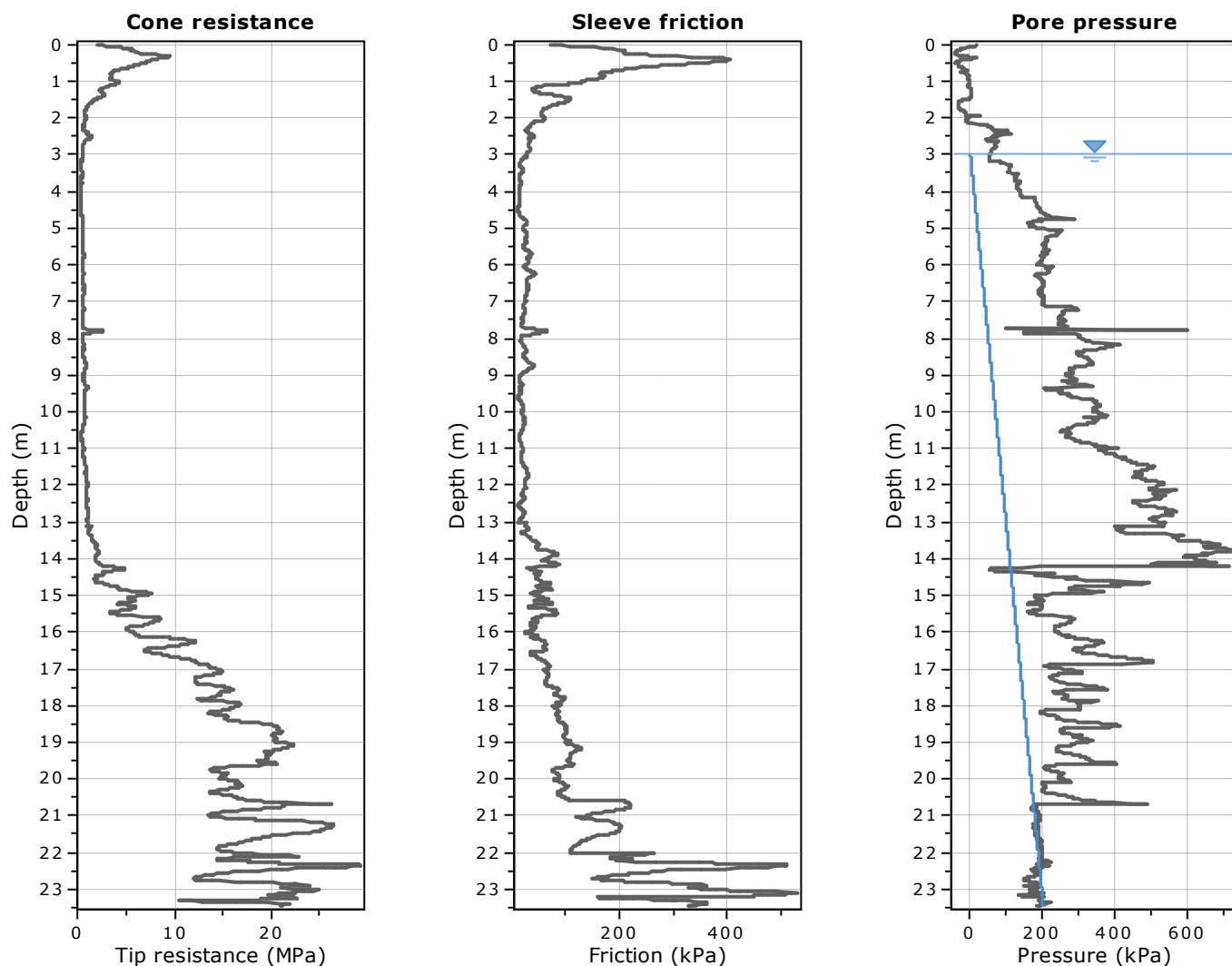
Dott. Ing. Valentina Mucchi

# **ALLEGATO A**

## **Rapporto di prova SCPTU**

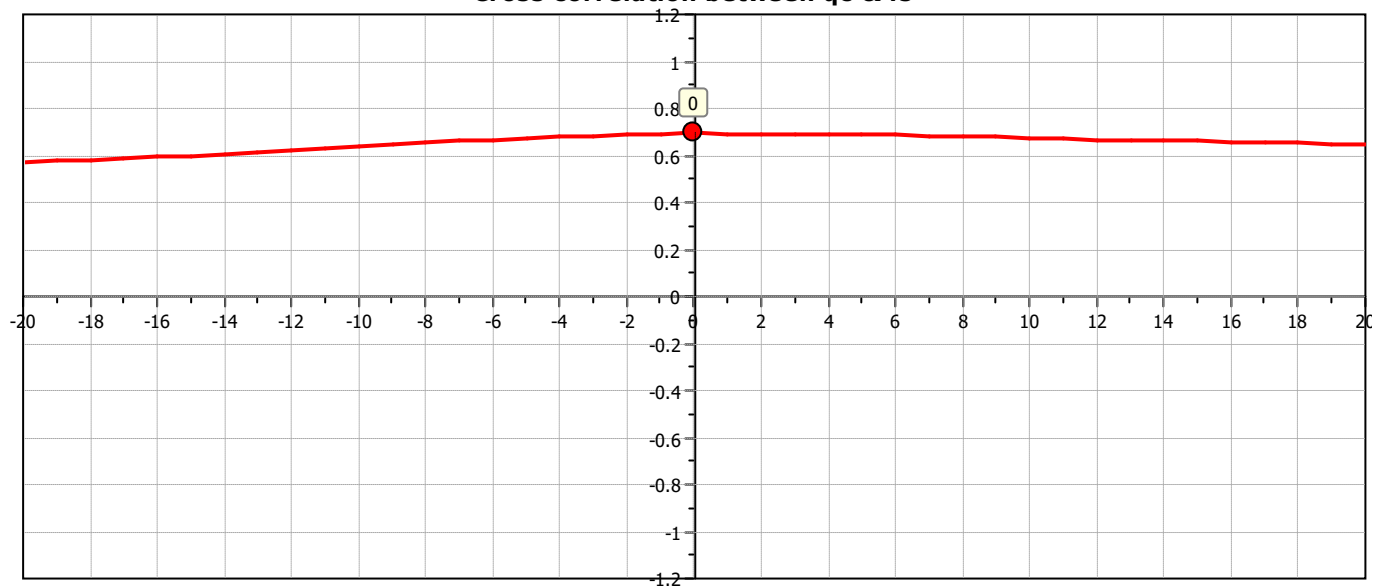
**Project: NUOVO IMPIANTO**

**Location: PONTELAGOSCURO IMPIANTO CONSORZIO BONIFICA**

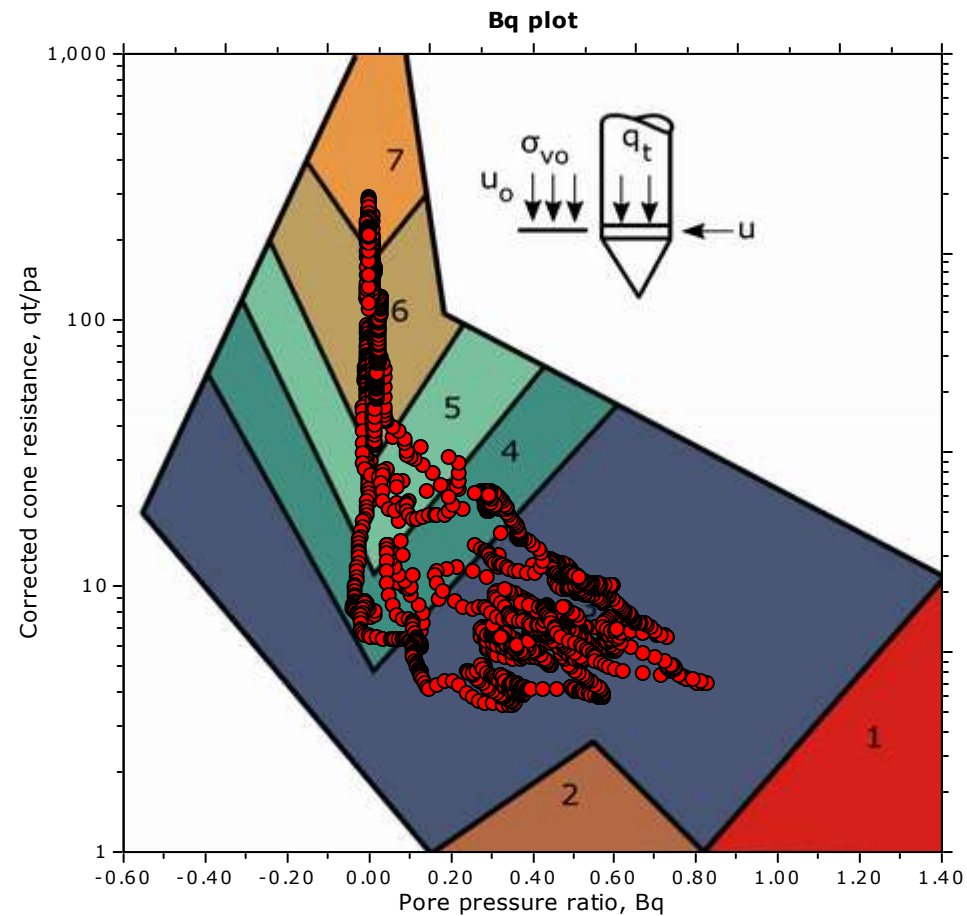
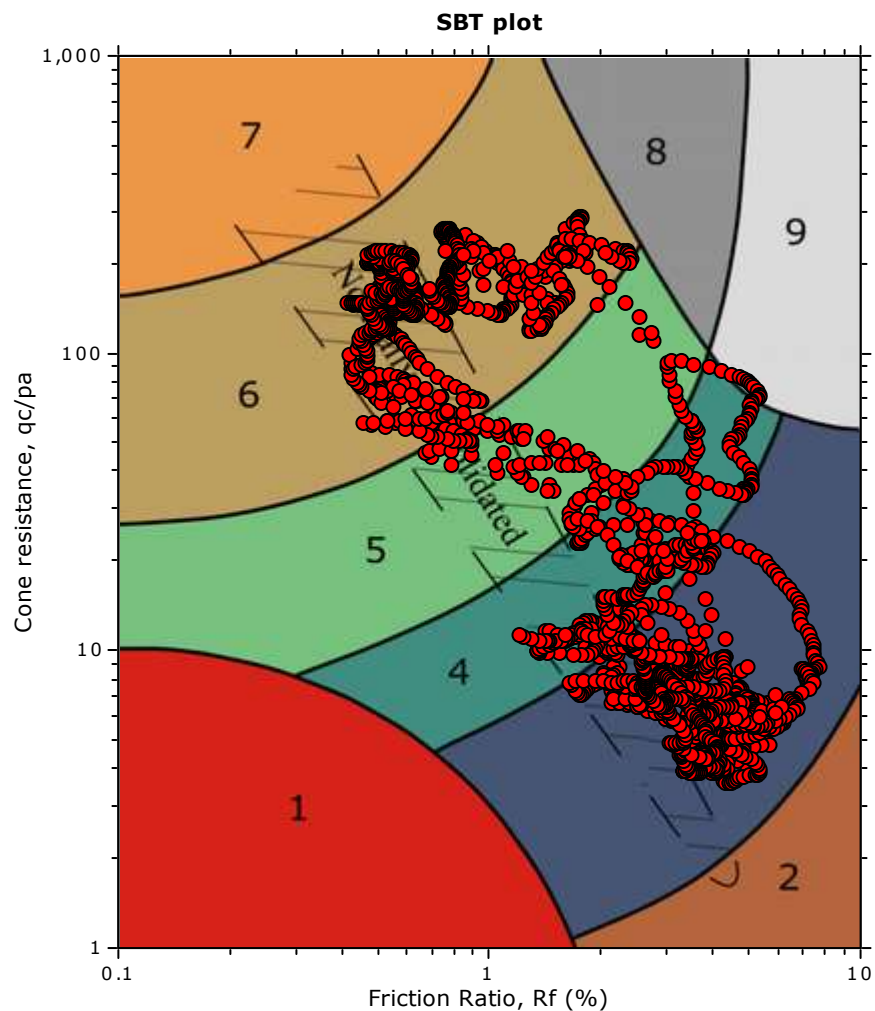


The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw qc and fs values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).

**Cross correlation between qc & fs**



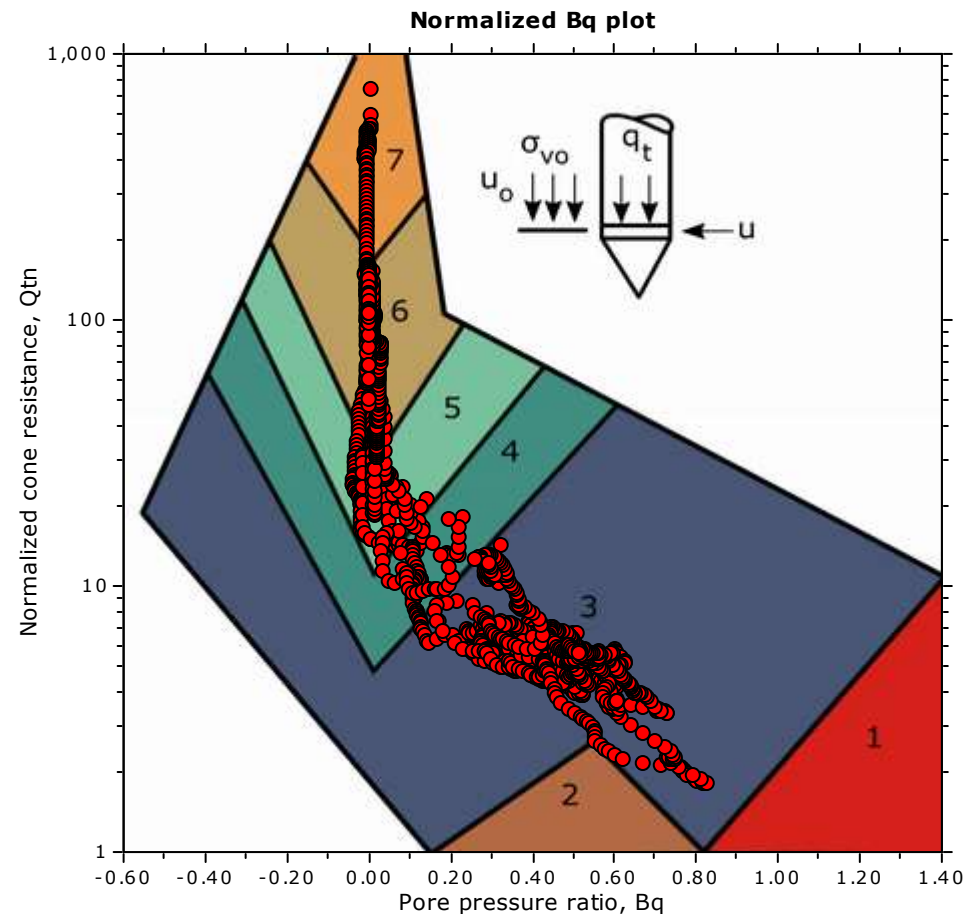
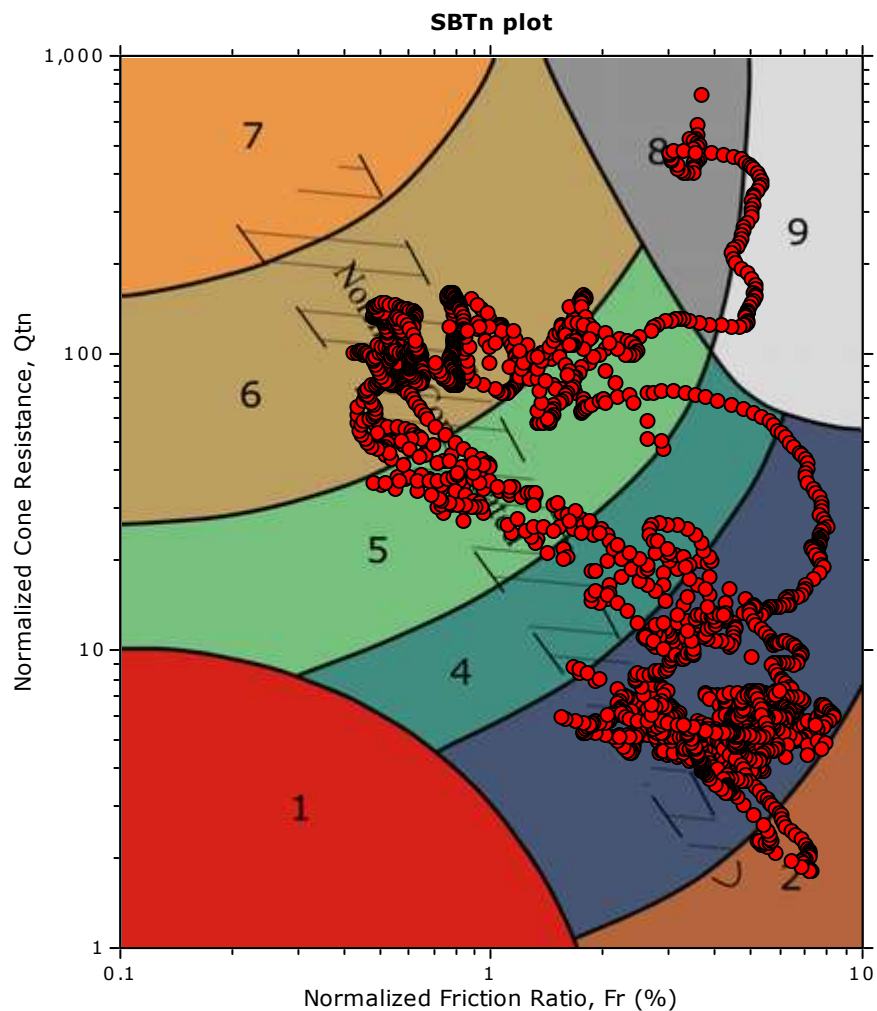
## SBT - Bq plots



### 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        |

**SBT - Bq plots (normalized)**

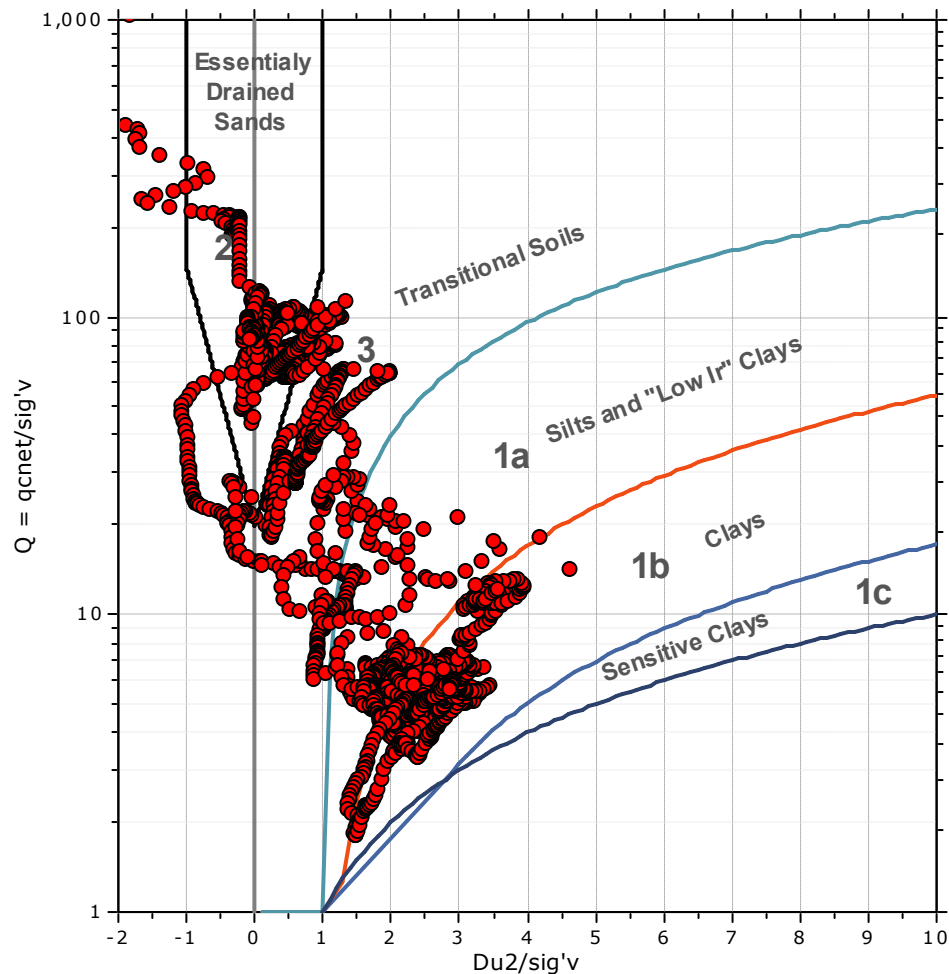


**SBTn legend**

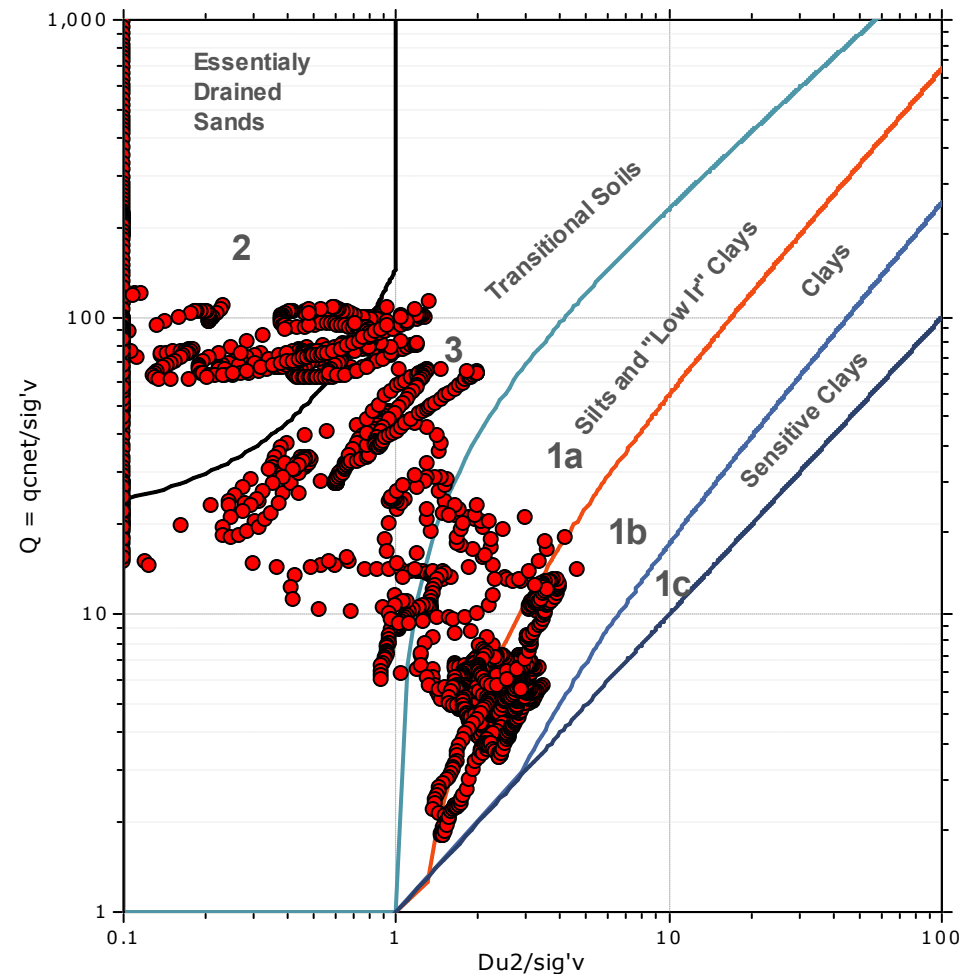
- |                           |                              |                                   |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravelly sand to sand          |
| 2. Organic 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        |

## Bq plots (Schneider)

Schneider et al (2008) Soil Class.

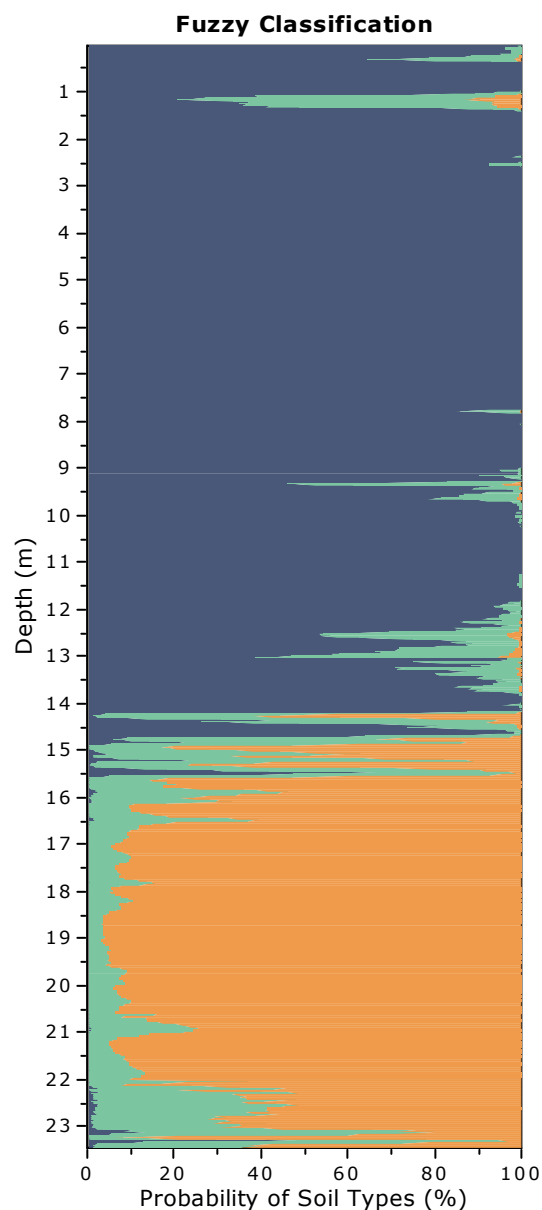
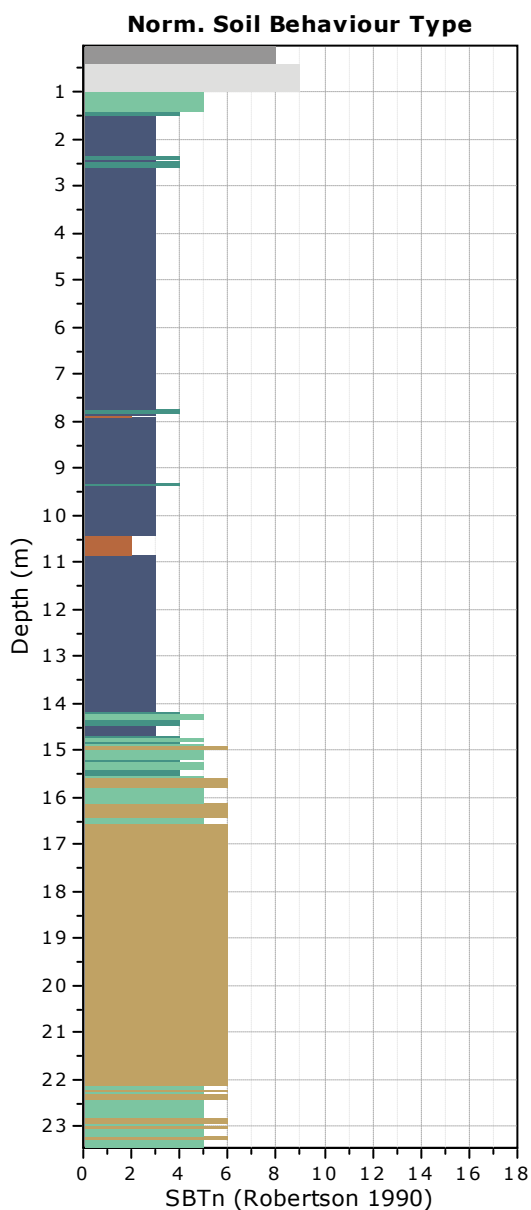


Schneider et al (2008) Soil Class.



**Project: NUOVO IMPIANTO**

**Location: PONTELAGOSCURO IMPIANTO CONSORZIO BONIFICA**

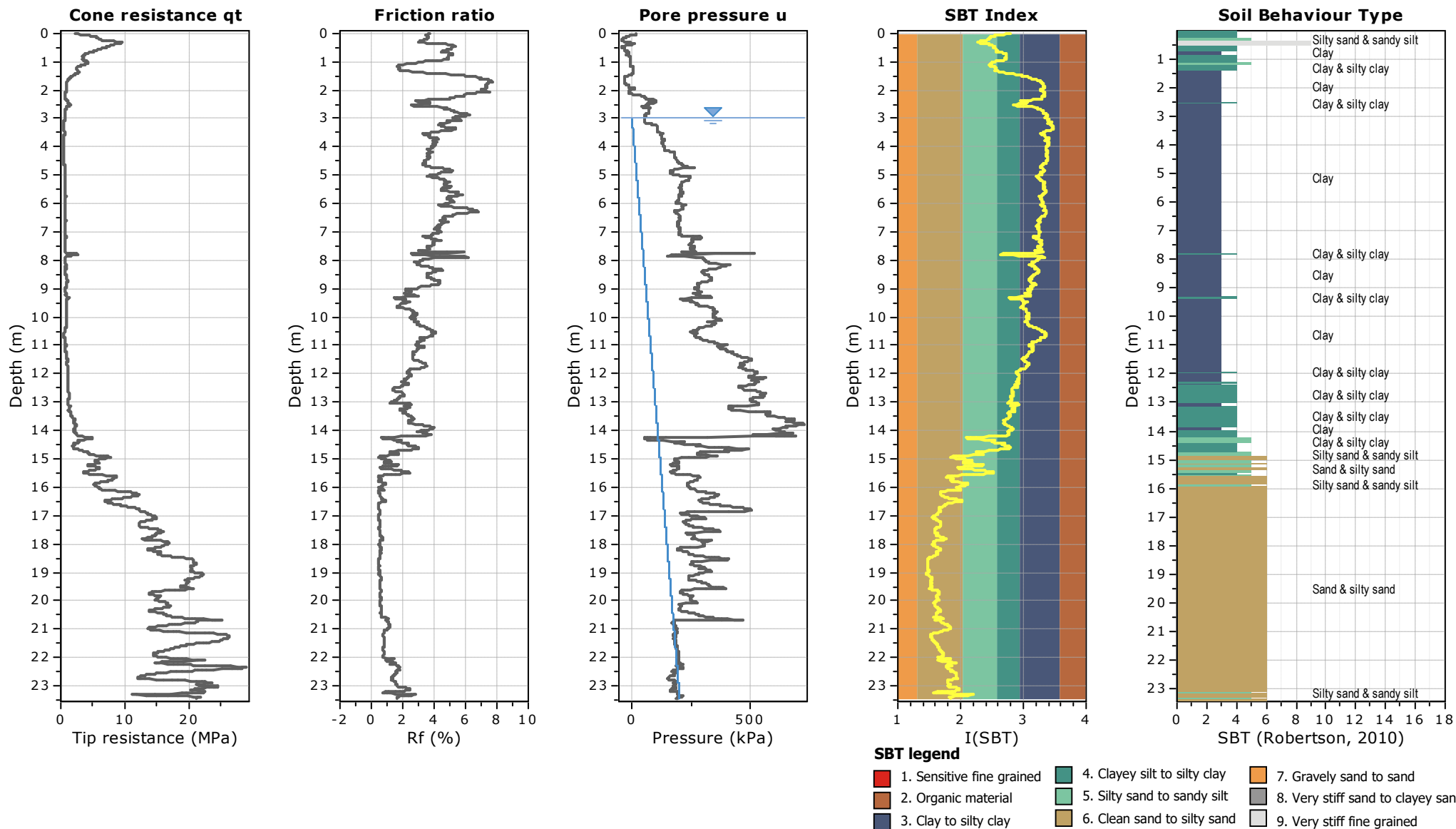


**Fuzzy classification legend**

- Highly probable clayey soil
- Highly probable mixture soil
- Highly probable sandy soil

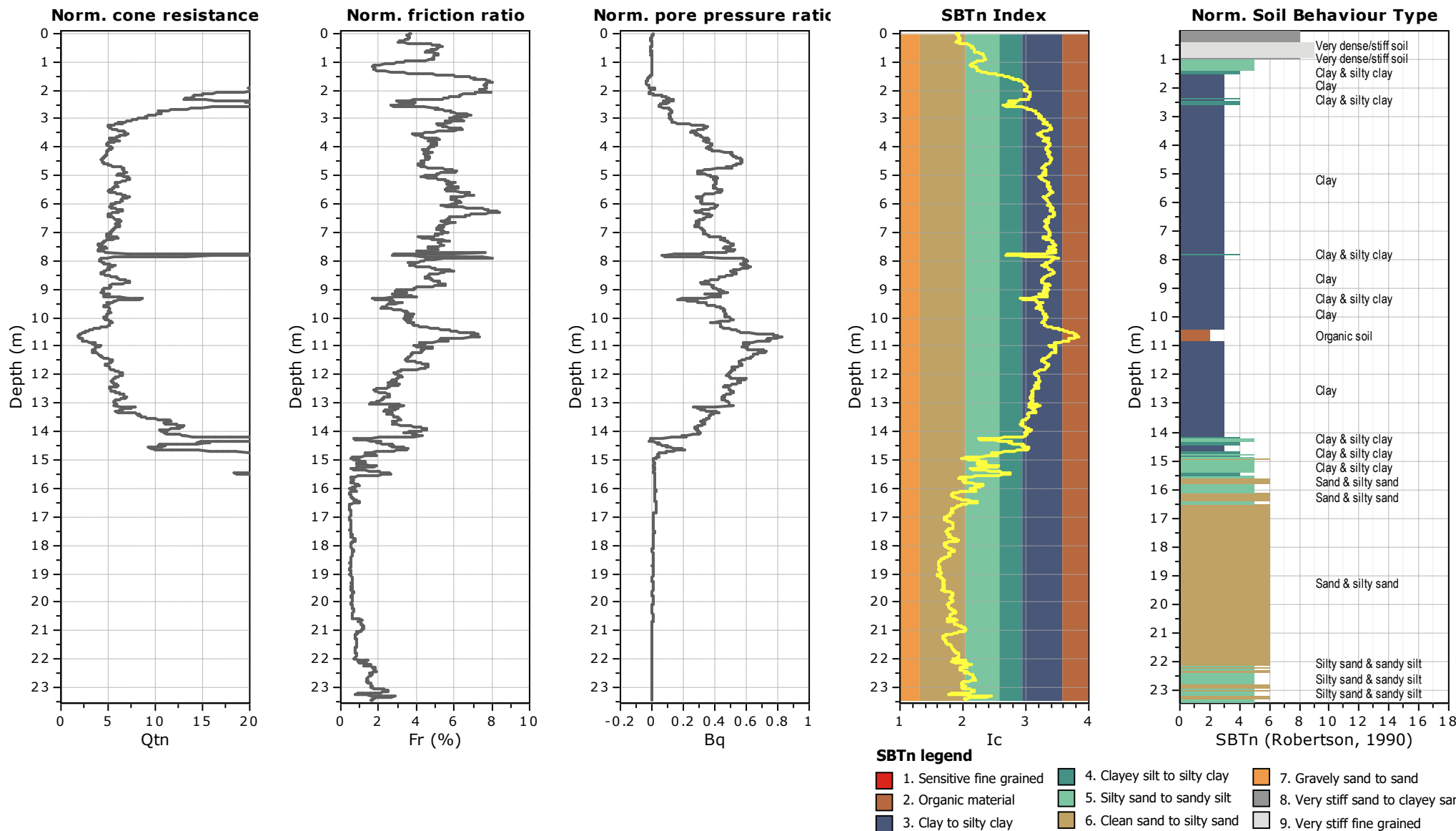
**Project: NUOVO IMPIANTO**

**Location: PONTELAGOSCURO IMPIANTO CONSORZIO BONIFICA**



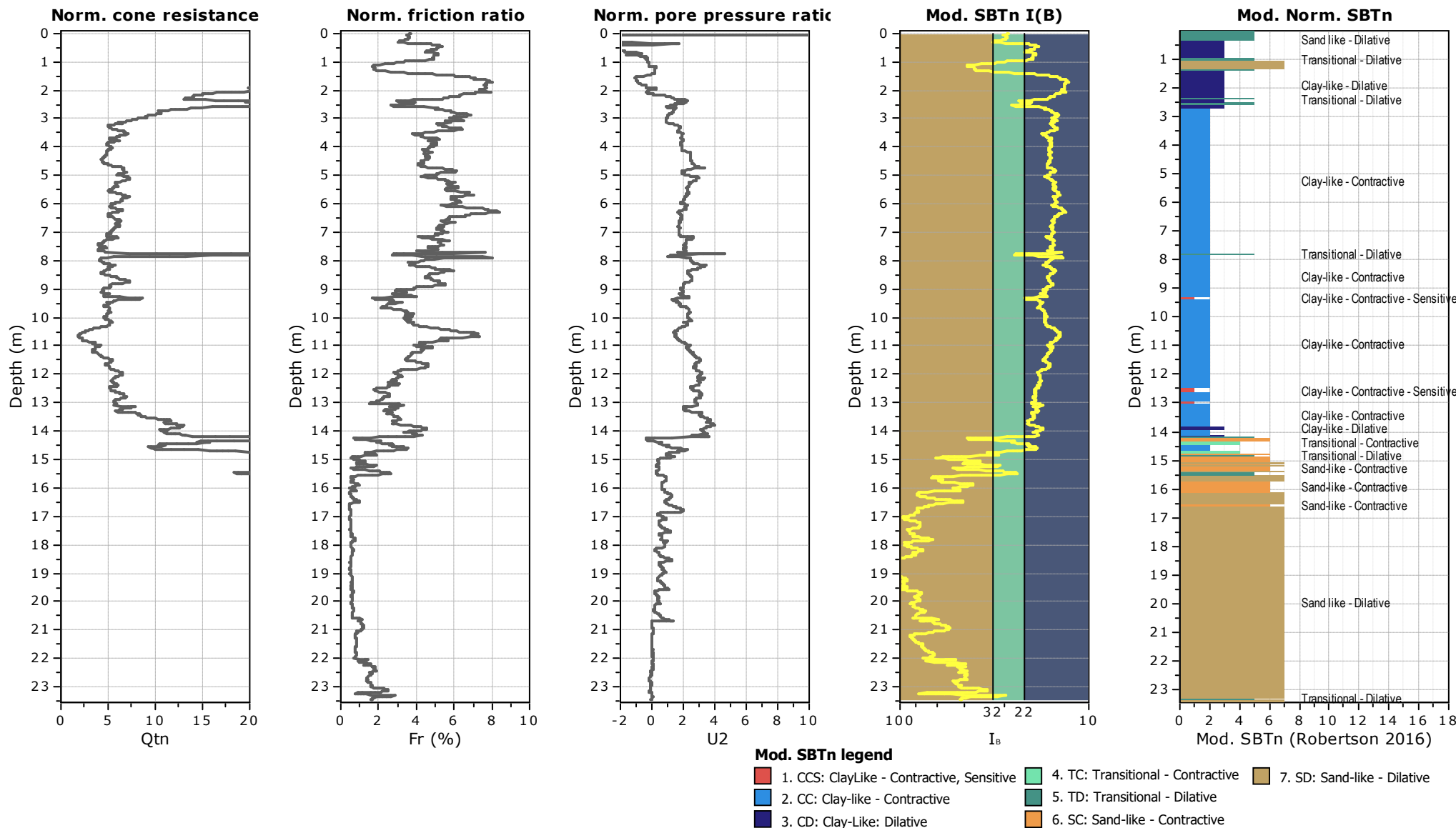
**Project: NUOVO IMPIANTO**

**Location: PONTELAGOSCURO IMPIANTO CONSORZIO BONIFICA**

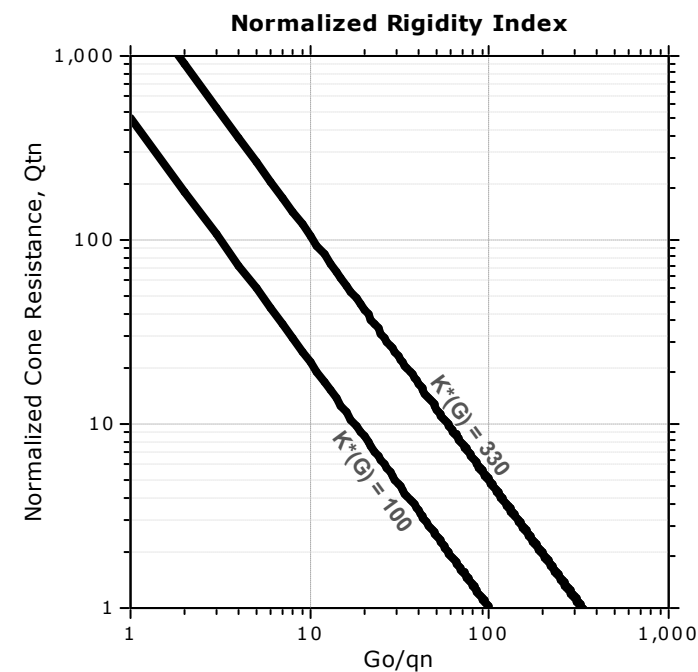
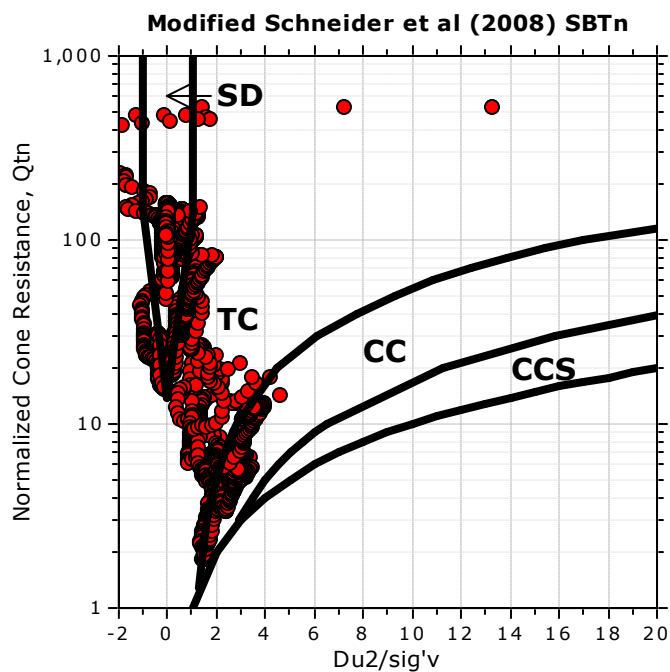
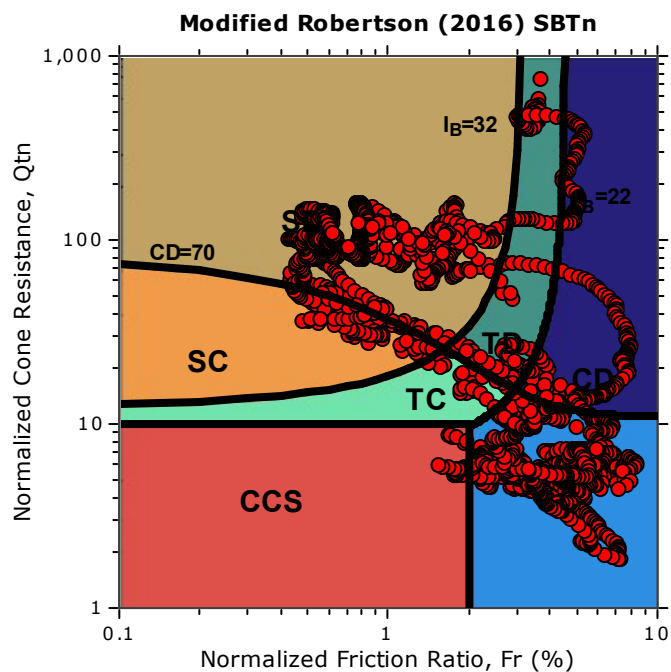


**Project: NUOVO IMPIANTO**

**Location: PONTELAGOSCURO IMPIANTO CONSORZIO BONIFICA**



## Updated SBTn plots

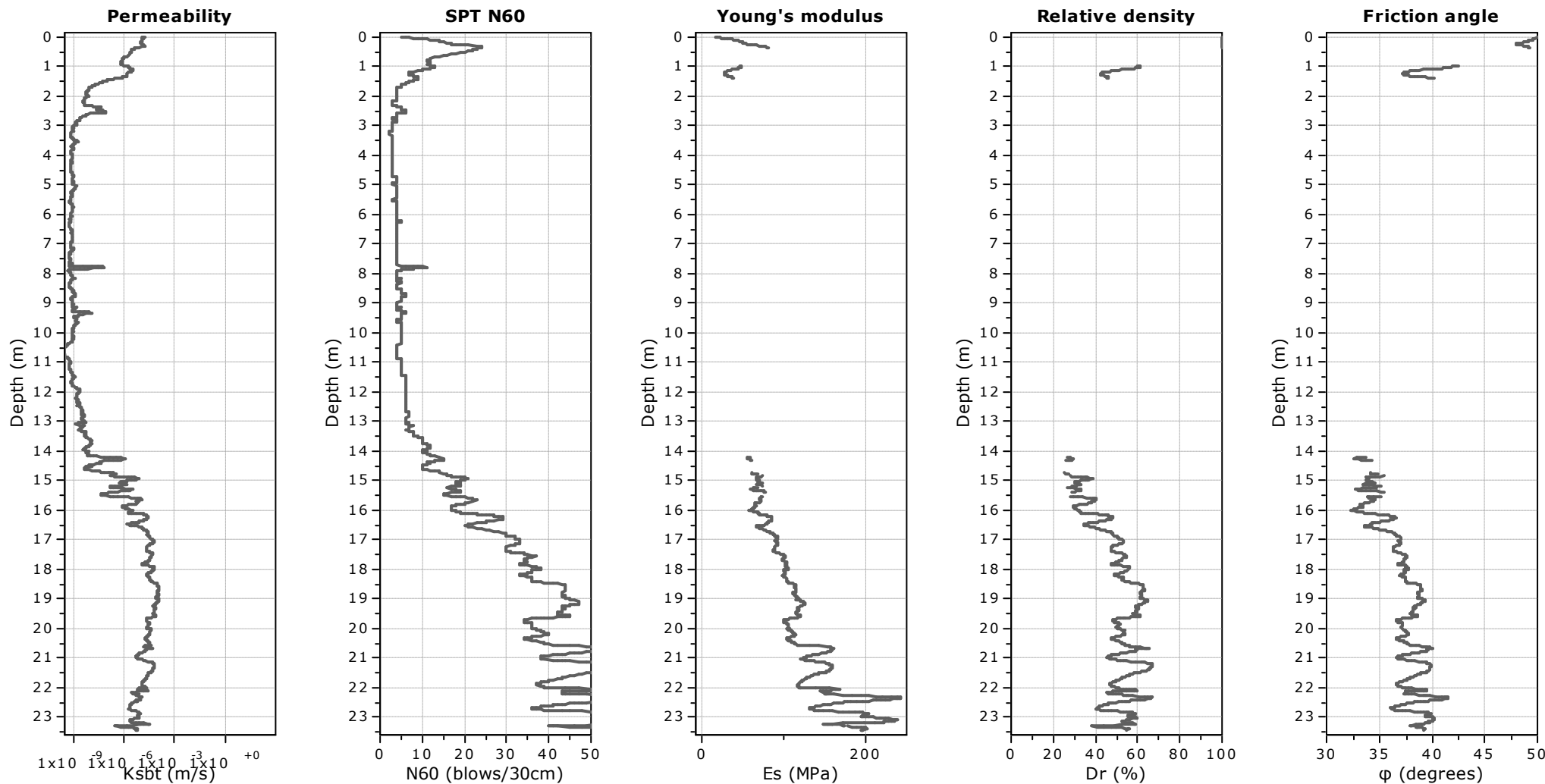


CCS: Clay-like - Contractive - Sensitive  
CC: Clay-like - Contractive  
CD: Clay-like - Dilative  
TC: Transitional - Contractive  
TD: Transitional - Dilative  
SC: Sand-like - Contractive  
SD: Sand-like - Dilative

$K(G) > 330$ : Soils with significant microstructure  
(e.g. age/cementation)

**Project: NUOVO IMPIANTO**

**Location: PONTELAGOSCURO IMPIANTO CONSORZIO BONIFICA**



**Calculation parameters**

Permeability: Based on  $SBT_n$

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

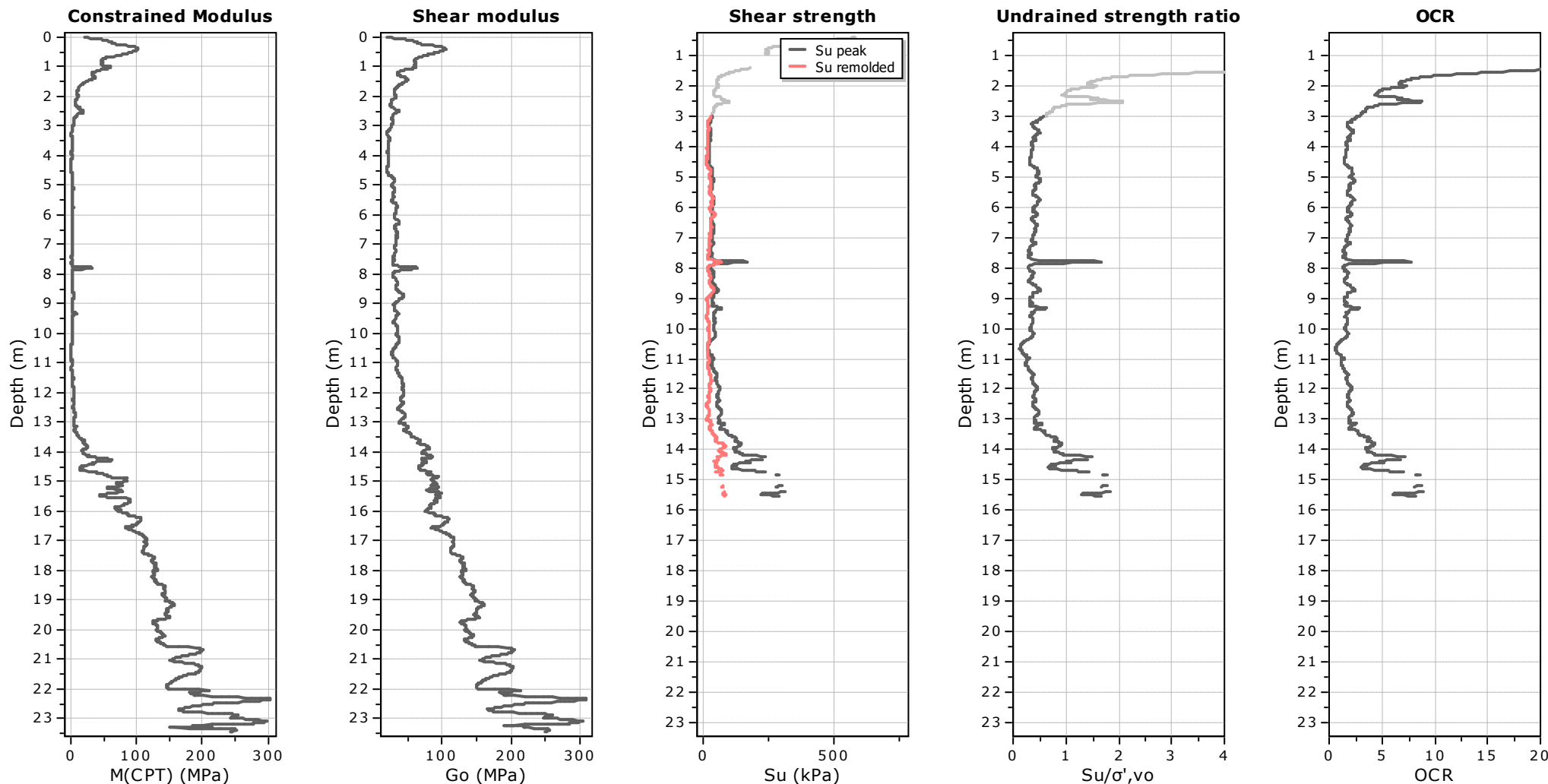
Young's modulus: Based on variable alpha using  $I_c$  (Robertson, 2009)

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

Phi: Based on Kulhawy & Mayne (1990)

**Project: NUOVO IMPIANTO**

**Location: PONTELAGOSCURO IMPIANTO CONSORZIO BONIFICA**



#### Calculation parameters

Constrained modulus: Based on variable  $\alpha$  using  $I_c$  and  $Q_{in}$  (Robertson, 2009)

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

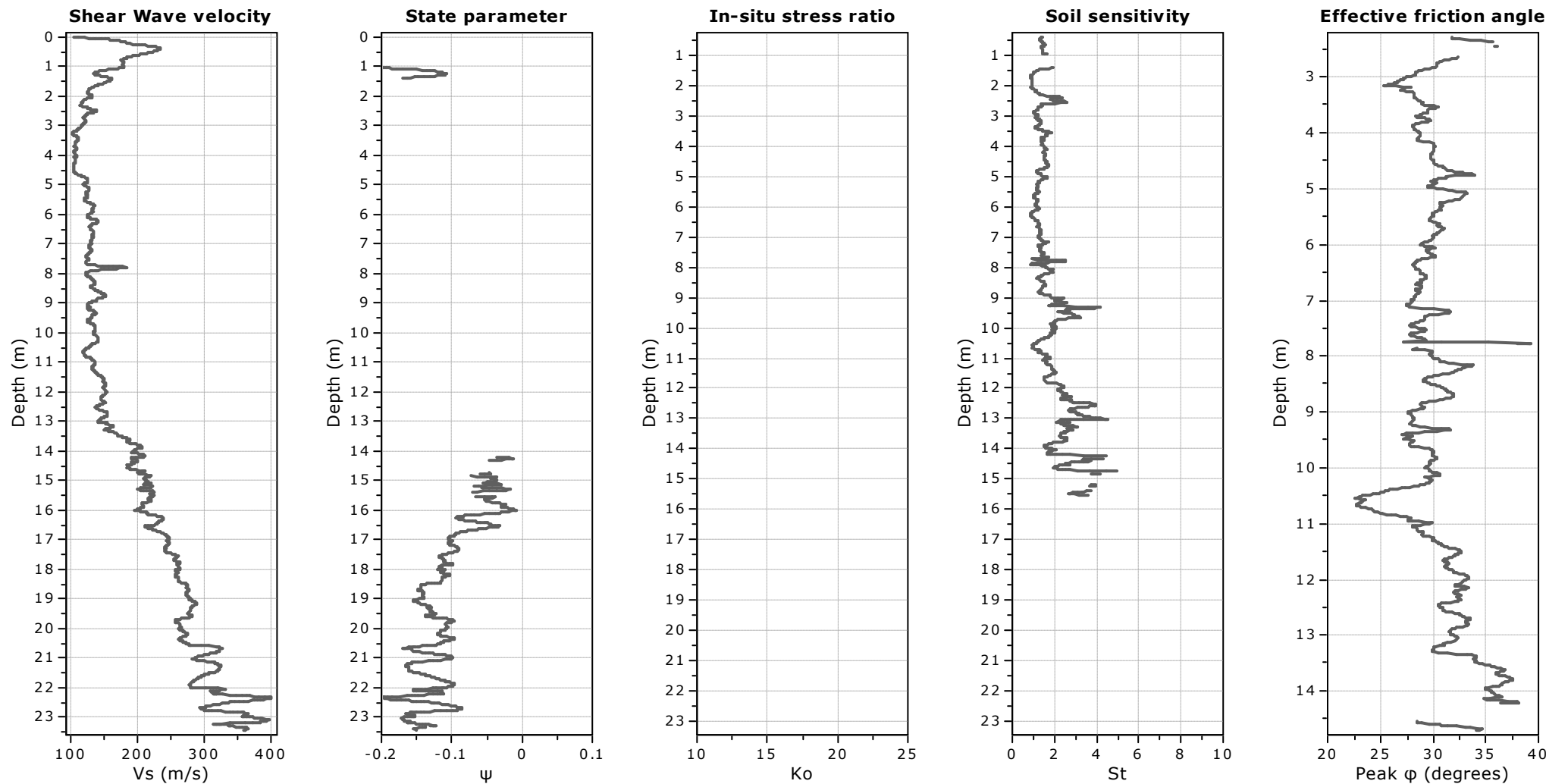
Undrained shear strength cone factor for clays,  $N_{kt}$ : 14

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

—●— Flat Dilatometer Test data

**Project: NUOVO IMPIANTO**

**Location: PONTELAGOSCURO IMPIANTO CONSORZIO BONIFICA**

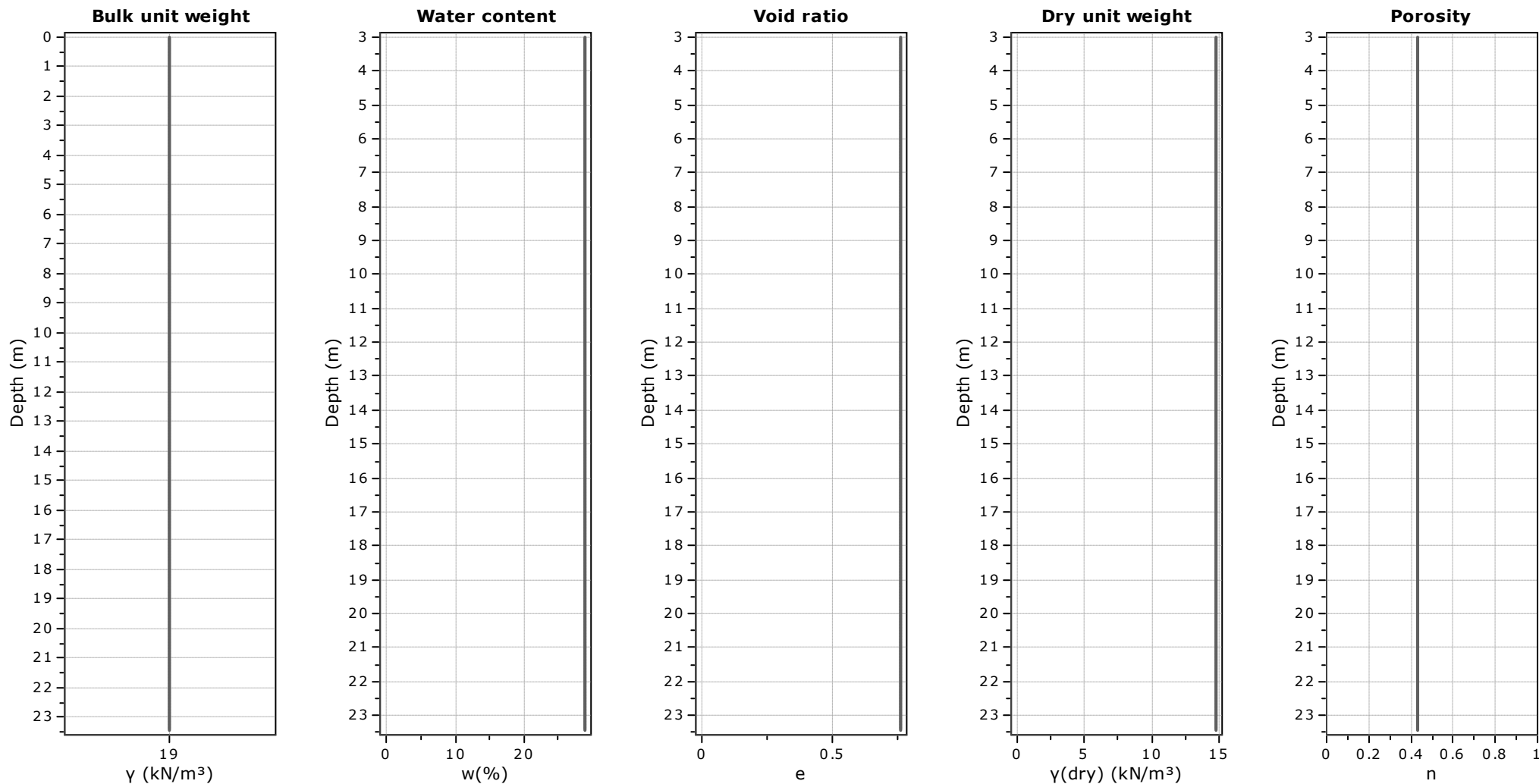


#### Calculation parameters

Soil Sensitivity factor,  $N_s$ : 7.00

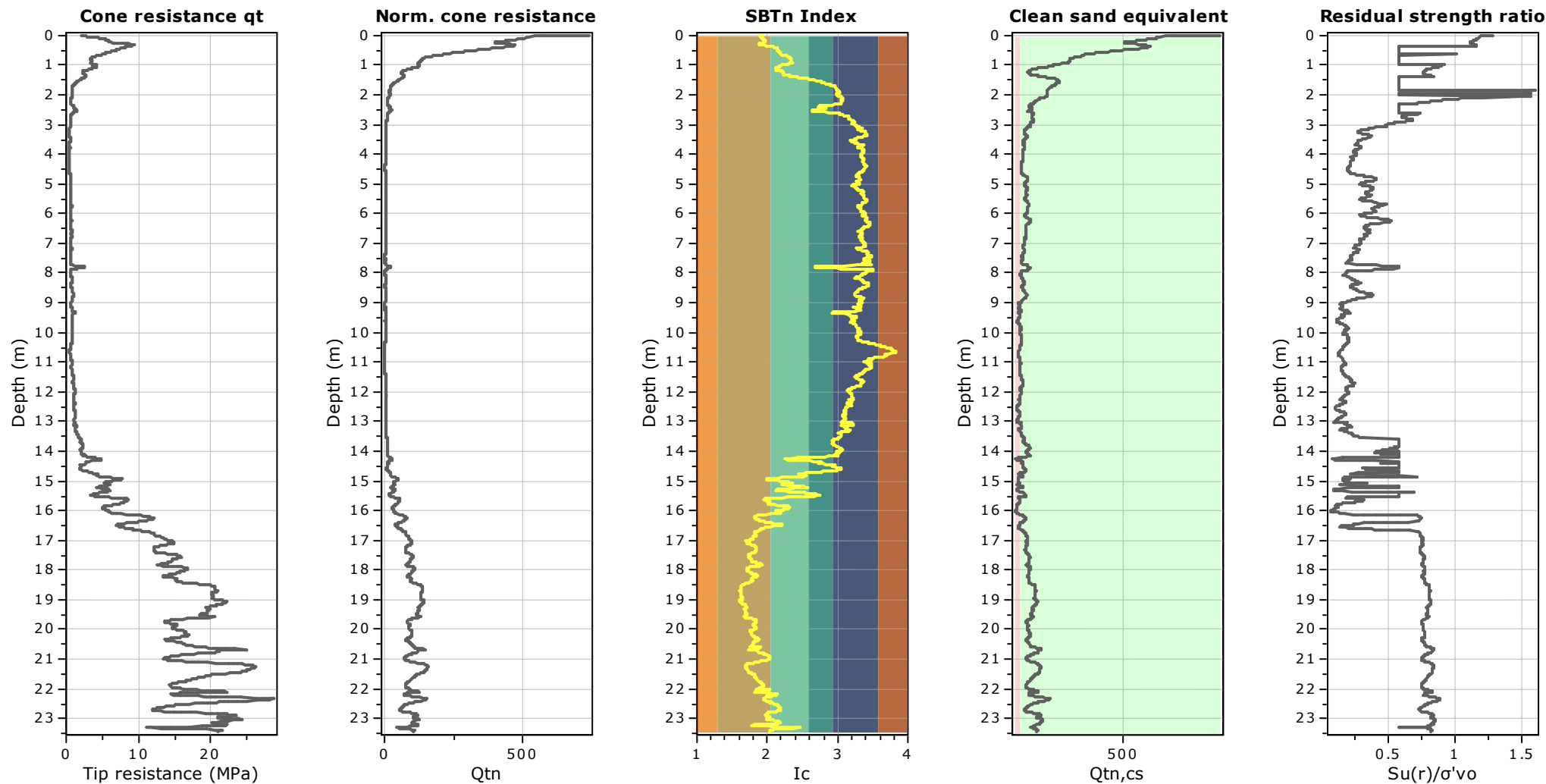
**Project: NUOVO IMPIANTO**

**Location: PONTELAGOSCURO IMPIANTO CONSORZIO BONIFICA**



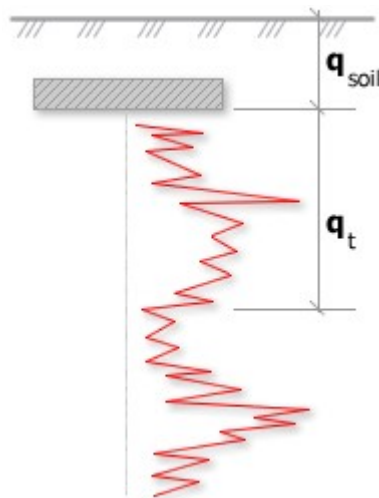
**Project: NUOVO IMPIANTO**

**Location: PONTELAGOSCURO IMPIANTO CONSORZIO BONIFICA**



**Project: NUOVO IMPIANTO**

**Location: PONTELAGOSCURO IMPIANTO CONSORZIO BONIFICA**



Bearing Capacity calculation is performed based on the formula:

$$Q_{ult} = R_k \times q_t + q_{soil}$$

where:

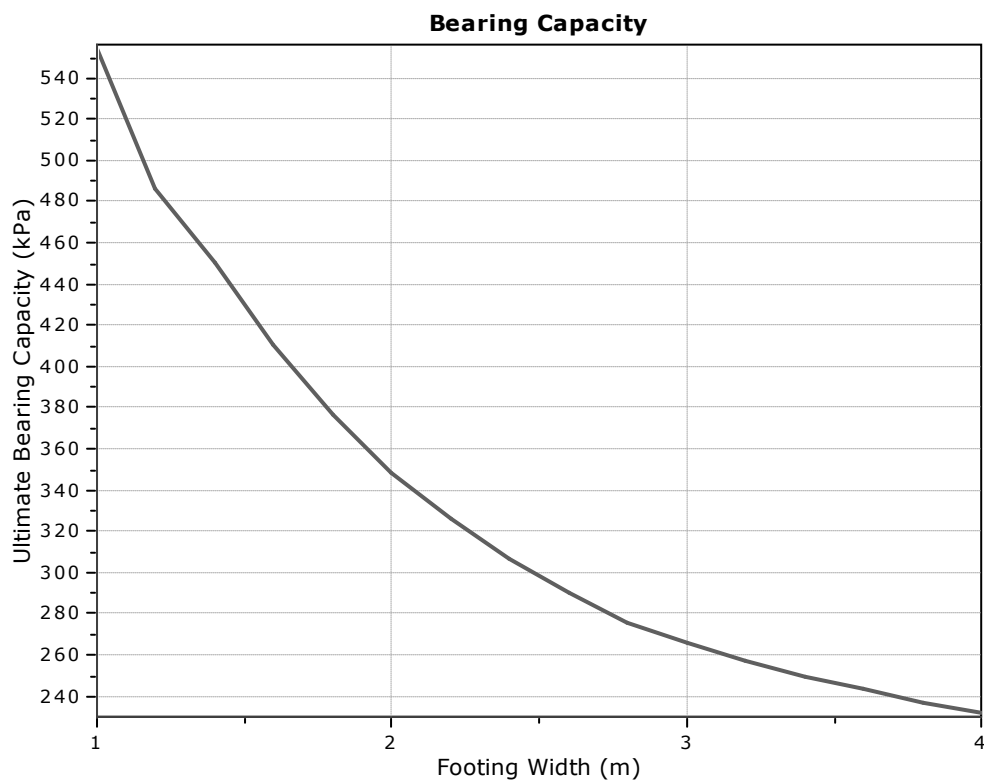
$R_k$ : Bearing capacity factor

$q_t$ : Average corrected cone

resistance over calculation depth

$q_{soil}$ : Pressure applied by soil

above footing



**:: Tabular results ::**

| No | B (m) | Start Depth (m) | End Depth (m) | Ave. $q_t$ (MPa) | $R_k$ | Soil Press. (kPa) | Ult. bearing cap. (kPa) |
|----|-------|-----------------|---------------|------------------|-------|-------------------|-------------------------|
| 1  | 1.00  | 0.50            | 2.00          | 2.72             | 0.20  | 9.50              | 554.17                  |
| 2  | 1.20  | 0.50            | 2.30          | 2.39             | 0.20  | 9.50              | 486.62                  |
| 3  | 1.40  | 0.50            | 2.60          | 2.20             | 0.20  | 9.50              | 450.31                  |
| 4  | 1.60  | 0.50            | 2.90          | 2.00             | 0.20  | 9.50              | 410.34                  |
| 5  | 1.80  | 0.50            | 3.20          | 1.84             | 0.20  | 9.50              | 376.85                  |
| 6  | 2.00  | 0.50            | 3.50          | 1.69             | 0.20  | 9.50              | 348.38                  |
| 7  | 2.20  | 0.50            | 3.80          | 1.58             | 0.20  | 9.50              | 325.87                  |
| 8  | 2.40  | 0.50            | 4.10          | 1.48             | 0.20  | 9.50              | 306.45                  |
| 9  | 2.60  | 0.50            | 4.40          | 1.40             | 0.20  | 9.50              | 289.90                  |
| 10 | 2.80  | 0.50            | 4.70          | 1.33             | 0.20  | 9.50              | 275.98                  |
| 11 | 3.00  | 0.50            | 5.00          | 1.28             | 0.20  | 9.50              | 265.88                  |
| 12 | 3.20  | 0.50            | 5.30          | 1.24             | 0.20  | 9.50              | 257.47                  |
| 13 | 3.40  | 0.50            | 5.60          | 1.20             | 0.20  | 9.50              | 249.28                  |
| 14 | 3.60  | 0.50            | 5.90          | 1.17             | 0.20  | 9.50              | 243.18                  |
| 15 | 3.80  | 0.50            | 6.20          | 1.14             | 0.20  | 9.50              | 237.18                  |
| 16 | 4.00  | 0.50            | 6.50          | 1.11             | 0.20  | 9.50              | 231.90                  |

Presented below is a list of formulas used for the estimation of various soil properties. The formulas are presented in SI unit system and assume that all components are expressed in the same units.

#### :: Unit Weight, $g$ (kN/m<sup>3</sup>) ::

$$g = g_w \cdot \left( 0.27 \cdot \log(R_f) + 0.36 \cdot \log\left(\frac{q_t}{p_a}\right) + 1.236 \right)$$

where  $g_w$  = water unit weight

#### :: Permeability, $k$ (m/s) ::

$$I_c < 3.27 \text{ and } I_c > 1.00 \text{ then } k = 10^{0.952 - 3.04 \cdot I_c}$$

$$I_c \leq 4.00 \text{ and } I_c > 3.27 \text{ then } k = 10^{-4.52 - 1.37 \cdot I_c}$$

#### :: $N_{SPT}$ (blows per 30 cm) ::

$$N_{60} = \left( \frac{q_c}{p_a} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$$

$$N_{1(60)} = Q_{tn} \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 \cdot I_c}}$$

#### :: Young's Modulus, $E_s$ (MPa) ::

$$(q_t - \sigma_v) \cdot 0.015 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

(applicable only to  $I_c < I_{c\_cutoff}$ )

#### :: Relative Density, $Dr$ (%) ::

$$100 \cdot \sqrt{\frac{Q_{tn}}{k_{DR}}} \quad \text{(applicable only to SBT}_n: 5, 6, 7 \text{ and } 8 \text{ or } I_c < I_{c\_cutoff})$$

#### :: State Parameter, $\psi$ ::

$$\psi = 0.56 - 0.33 \cdot \log(Q_{tn,cs})$$

#### :: Drained Friction Angle, $\phi$ (°) ::

$$\phi = \phi'_{cv} + 15.94 \cdot \log(Q_{tn,cs}) - 26.88$$

(applicable only to SBT<sub>n</sub>: 5, 6, 7 and 8 or  $I_c < I_{c\_cutoff}$ )

#### :: 1-D constrained modulus, $M$ (MPa) ::

If  $I_c > 2.20$

$\alpha = 14$  for  $Q_{tn} > 14$

$\alpha = Q_{tn}$  for  $Q_{tn} \leq 14$

$$M_{CPT} = \alpha \cdot (q_t - \sigma_v)$$

If  $I_c \geq 2.20$

$$M_{CPT} = 0.03 \cdot (q_t - \sigma_v) \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

#### :: Small strain shear Modulus, $G_0$ (MPa) ::

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

#### :: Shear Wave Velocity, $V_s$ (m/s) ::

$$V_s = \left( \frac{G_0}{\rho} \right)^{0.50}$$

#### :: Undrained peak shear strength, $S_u$ (kPa) ::

$$N_{kt} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_r) \text{ or user defined}$$

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$$

(applicable only to SBT<sub>n</sub>: 1, 2, 3, 4 and 9 or  $I_c > I_{c\_cutoff}$ )

#### :: Remolded undrained shear strength, $S_u(rem)$ (kPa) ::

$$S_{u(rem)} = f_s \quad \text{(applicable only to SBT}_n: 1, 2, 3, 4 \text{ and } 9 \text{ or } I_c > I_{c\_cutoff})$$

#### :: Overconsolidation Ratio, OCR ::

$$k_{OCR} = \left[ \frac{Q_{tn}^{0.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_r))} \right]^{1.25} \text{ or user defined}$$

$$OCR = k_{OCR} \cdot Q_{tn}$$

(applicable only to SBT<sub>n</sub>: 1, 2, 3, 4 and 9 or  $I_c > I_{c\_cutoff}$ )

#### :: In situ Stress Ratio, $K_0$ ::

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{\sin \phi'}$$

(applicable only to SBT<sub>n</sub>: 1, 2, 3, 4 and 9 or  $I_c > I_{c\_cutoff}$ )

#### :: Soil Sensitivity, $S_t$ ::

$$S_t = \frac{N_s}{F_r}$$

(applicable only to SBT<sub>n</sub>: 1, 2, 3, 4 and 9 or  $I_c > I_{c\_cutoff}$ )

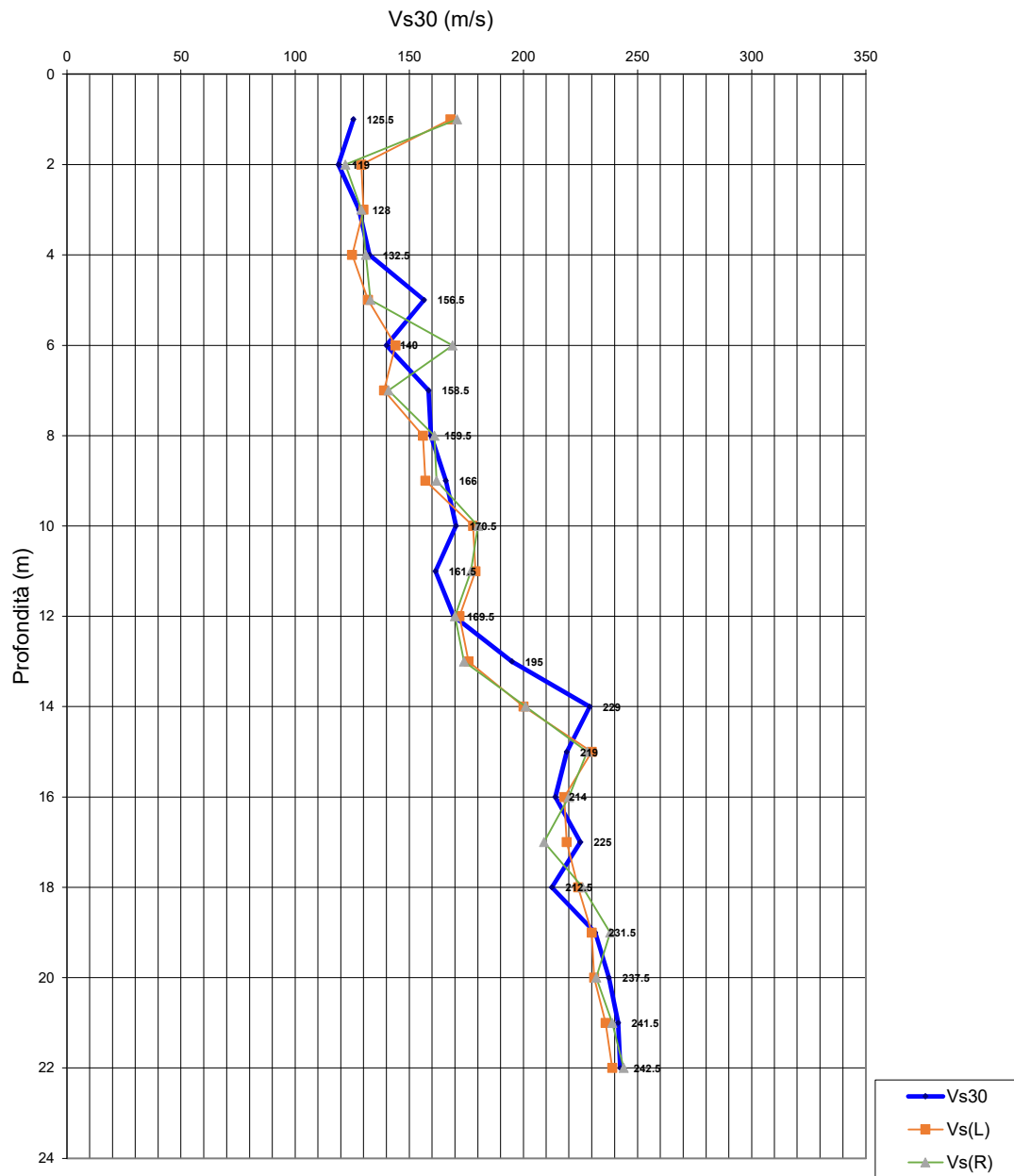
#### :: Peak Friction Angle, $\phi'$ (°) ::

$$\phi' = 29.5^\circ \cdot B_q^{0.121} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_q + \log Q_t)$$

(applicable for  $0.10 < B_q < 1.00$ )

## References

- Robertson, P.K., Cabal K.L., Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 5<sup>th</sup> Edition, November 2012
- Robertson, P.K., Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Can. Geotech. J. 46(11): 1337–1355 (2009)
- N Barounis, J Philpot, Estimation of in-situ water content, void ratio, dry unit weight and porosity using CPT for saturated sands, Proc. 20th NZGS Geotechnical Symposium



DRAPELLI DR OBERDAN STUDIO DI GEOLOGIA  
 VIA CERCHIO 57  
 48121 RAVENNA  
[oberdandrapelli@gmail.com](mailto:oberdandrapelli@gmail.com) 3388439633

|         |            |
|---------|------------|
| PROVA N | SCPTU 1    |
| DATA    | 25/09/2024 |

|                           |                |                                  |  |
|---------------------------|----------------|----------------------------------|--|
| COMMITTENTE               | CONSORZIO      |                                  |  |
| LOCALITA'                 | PONTELAGOSCURO |                                  |  |
| PROFONDITA' DELLA PROVA M | 23.43          | *STIMA DEL PARAMETRO VS A 22.5 M |  |
| PROFONDITA' DELLA FALDA M | 300            |                                  |  |
| PREFORO M                 | 0              |                                  |  |

| Depth [m] | Vs [m/s]<br>LEFT | Vs [m/s]<br>RIGHT | Vs [m/s]<br>MEDIA |
|-----------|------------------|-------------------|-------------------|
| 1.5       | 168              | 171               | 169.5             |
| 2.5       | 129              | 122               | 125.5             |
| 3.5       | 130              | 129               | 129.5             |
| 4.5       | 125              | 131               | 128               |
| 5.5       | 132              | 133               | 132.5             |
| 6.5       | 144              | 169               | 156.5             |
| 7.5       | 139              | 141               | 140               |
| 8.5       | 156              | 161               | 158.5             |
| 9.5       | 157              | 162               | 159.5             |
| 10.5      | 178              | 180               | 179               |
| 11.5      | 179              | 177               | 178               |
| 12.5      | 172              | 170               | 171               |
| 13.5      | 176              | 174               | 175               |
| 14.5      | 200              | 201               | 200.5             |
| 15.5      | 230              | 228               | 229               |
| 16.5      | 218              | 220               | 219               |
| 17.5      | 219              | 209               | 214               |
| 18.5      | 224              | 226               | 225               |
| 19.5      | 230              | 238               | 234               |
| 20.5      | 231              | 232               | 231.5             |
| 21.5      | 236              | 239               | 237.5             |
| 22.5      | 239              | 244               | 241.5             |

STIMA DELLA Vs      182.36364      184.40909      MEDIA      183.38636

DOTT GEOL DRAPELLI OBERDAN





# **ALLEGATO B**

## **Report verifiche a liquefazione**

## LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

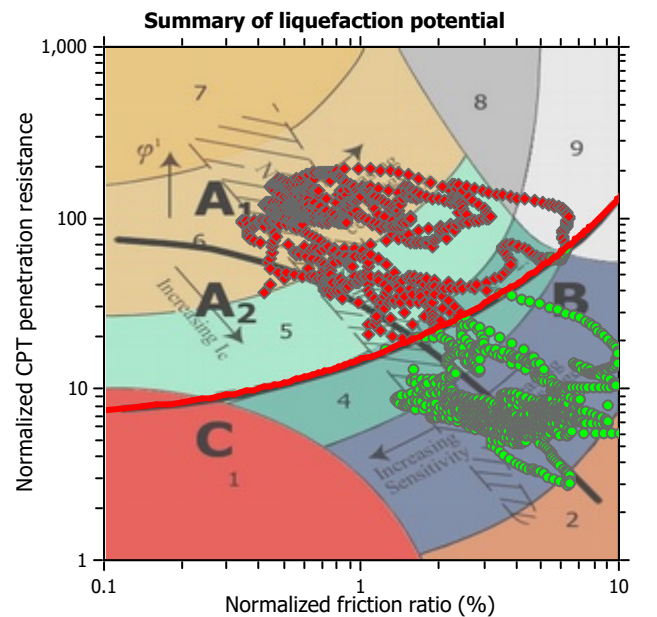
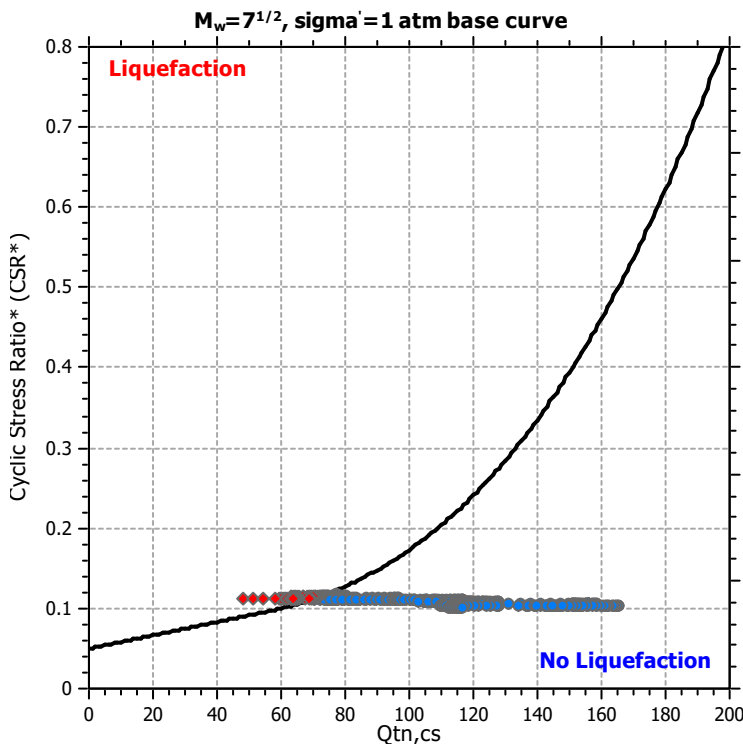
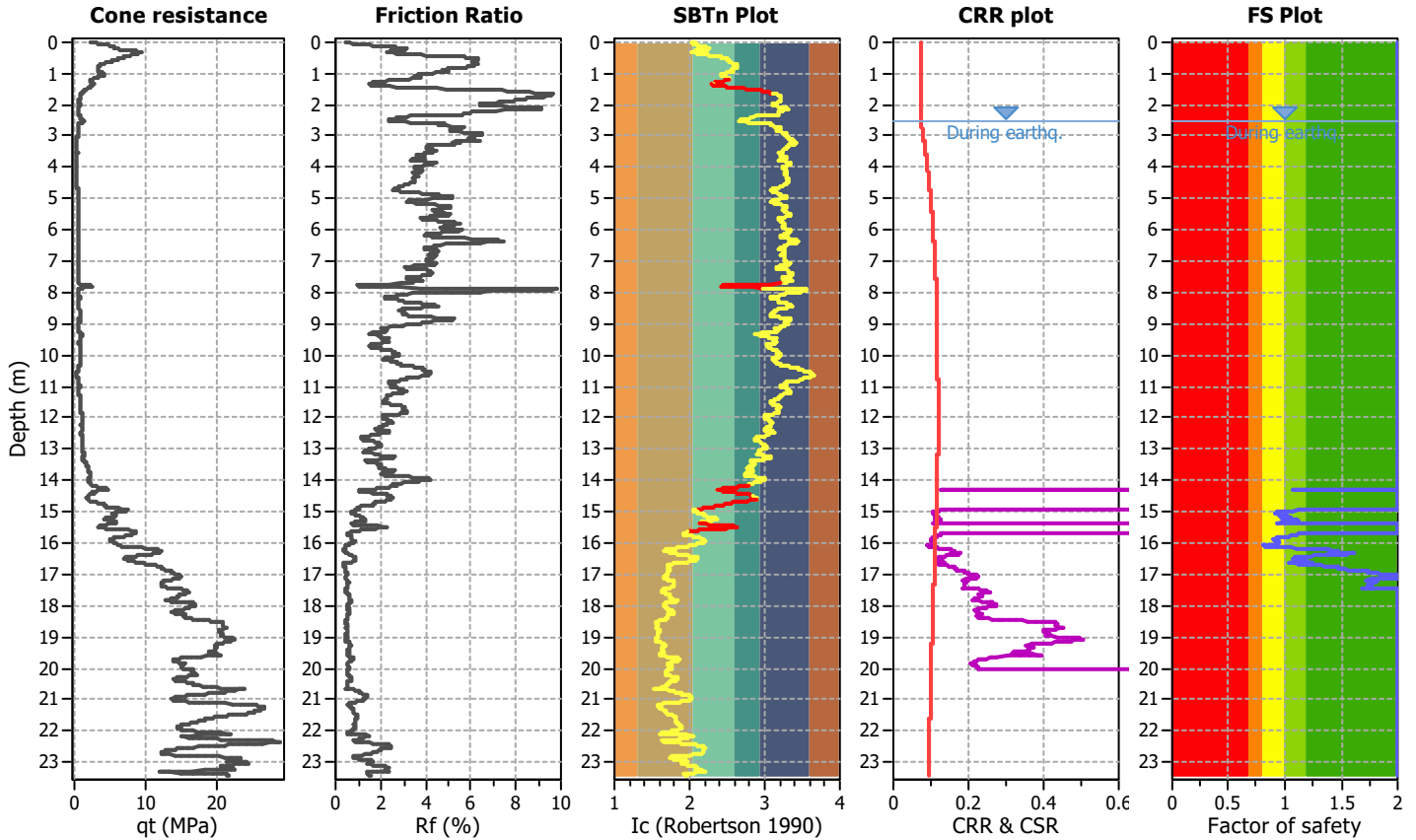
**Project title :**

**Location :**

**CPT file : SCPTU PONTELAGOSCURO**

### Input parameters and analysis data

|                              |                   |                           |              |                         |     |                      |              |
|------------------------------|-------------------|---------------------------|--------------|-------------------------|-----|----------------------|--------------|
| Analysis method:             | NCEER (1998)      | G.W.T. (in-situ):         | 3.00 m       | Use fill:               | No  | Clay like behavior   |              |
| Fines correction method:     | NCEER (1998)      | G.W.T. (earthq.):         | 2.50 m       | Fill height:            | N/A | applied:             | Sands only   |
| Points to test:              | Based on Ic value | Average results interval: | 5            | Fill weight:            | N/A | Limit depth applied: | Yes          |
| Earthquake magnitude $M_w$ : | 6.14              | Ic cut-off value:         | 2.60         | Trans. detect. applied: | Yes | Limit depth:         | 20.00 m      |
| Peak ground acceleration:    | 0.19              | Unit weight calculation:  | Based on SBT | $K_\sigma$ applied:     | Yes | MSF method:          | Method based |



Zone A<sub>1</sub>: Cyclic liquefaction likely depending on size and duration of cyclic loading  
 Zone A<sub>2</sub>: Cyclic liquefaction and strength loss likely depending on loading and ground geometry  
 Zone B: Liquefaction and post-earthquake strength loss unlikely, check cyclic softening  
 Zone C: Cyclic liquefaction and strength loss possible depending on soil plasticity, brittleness/sensitivity, strain to peak undrained strength and ground geometry

