

COMUNE DI FAENZA

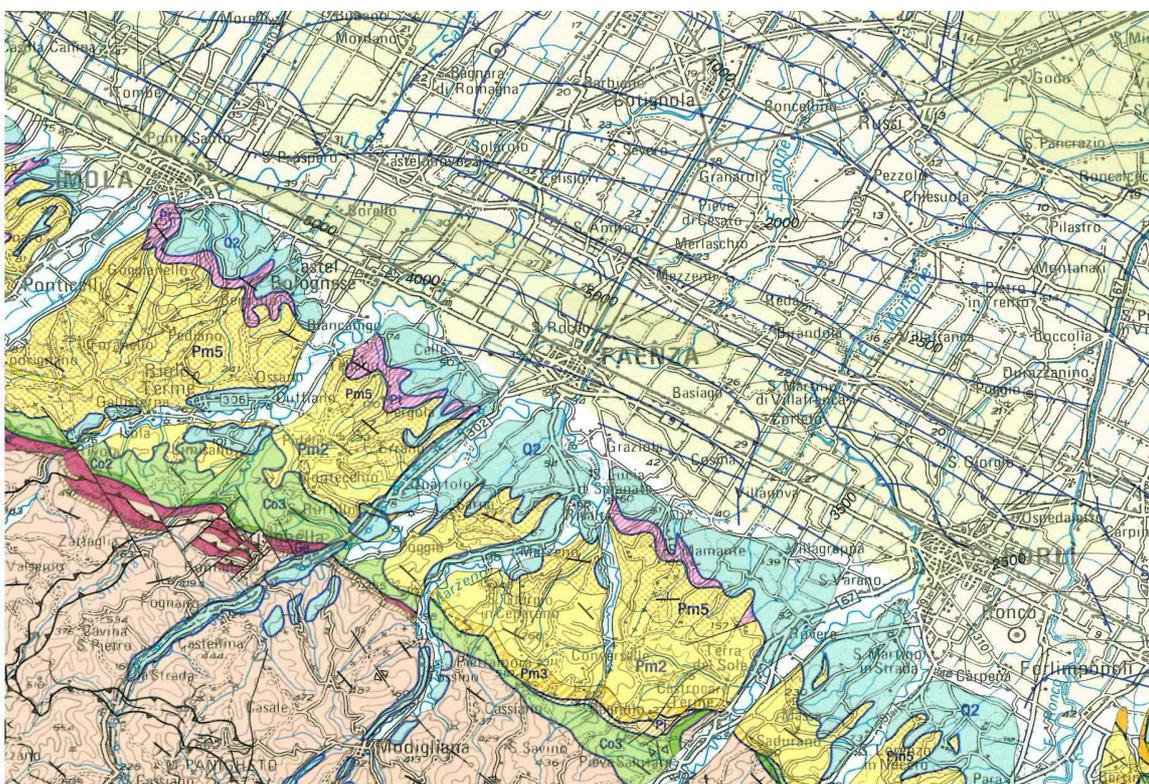


SETTORE LAVORI PUBBLICI
Servizio Infrastrutture

Provincia di Ravenna

Comune di Faenza

OGGETTO : REALIZZAZIONE PISTA CICLABILE FAENZA-BORGO TULIERO



RELAZIONE GEOLOGICA

UNIONE DELLA ROMAGNA FAENTINA
Settore Territorio
Dott. Alessandro Poggiali
(sottoscritto digitalmente ai sensi
dell'art. 21 D.Lgs. n. 82/2005 e s.m.i.)

Faenza, Giugno 2016

1. Premessa e obiettivi del lavoro

Su incarico del Settore Lavori Pubblici del Comune di Faenza è stato redatto l'aggiornamento della relazione geologica a supporto della Variante urbanistica e della progettazione definitiva relative alla costruzione della pista ciclabile per il completamento del collegamento con la frazione di Borgo Tuliero, nella periferia sud del Comune. Tale aggiornamento si è reso necessario per alcune modifiche che sono state apportate al tracciato della pista tra le fasi di progettazione preliminare e definitiva; nella sostanza si tratta della modifica della denominazione numerica dei tratti dei muri di sostegno e della modifica progettuale apportata all'altezza del bivio per Sarna.

L'ipotesi di progetto prevede la realizzazione di una pista a lato della S.P. Marzeno (lato ovest), larga 2,50 m, che si svilupperà tra 36 e 45 m s.l.m.. Nel tratto iniziale della pista sono previste opere di sostegno necessarie a mantenere la stessa quota della strada provinciale. Nel tratto intermedio la pista seguirà il piano campagna, mentre in corrispondenza dell'intersezione con il rio Tombarelle, è prevista la realizzazione di un ponte con passerella in legno.

La finalità della presente relazione è la ricostruzione del modello geologico del sito. Esso consiste nell'esame dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica che caratterizzano il sito, ed è propedeutico alla successiva fase di modellazione geotecnica di progetto.

Per la ricostruzione del modello geologico, oltre al rilievo di superficie, alle indagini in sito e alle prove di laboratorio, è stata consultata la seguente documentazione:

- cartografia geologica interattiva del Servizio geologico sismico e dei suoli della Regione Emilia-Romagna;
- banca dati delle indagini geognostiche del Servizio geologico sismico e dei suoli della Regione Emilia-Romagna;
- Quadro conoscitivo del PSC associato dell'Unione della Romagna Faentina;
- indagini per la microzonazione sismica del PSC associato dell'Unione della Romagna Faentina;
- indagini geognostiche realizzate in zone limitrofe all'area di studio (archivio Settore Territorio del Comune di Faenza);
- Relazione geologico-tecnica per la realizzazione del ponte per la pista ciclopedonale nell'ambito del Progetto di costruzione di edifici residenziali in via Modigliana a Faenza (S. Marabini, 2005);
- Inquadramento geologico, geomorfologico, idrogeologico e sismico di corredo alla variante alla scheda n. 182 "Area via Don Giovanni Verità angolo via San Martino" del PRG del Comune di Faenza (S. Marabini, L. Bosoni, 2011);
- Progetto di ricerca acque minerali "Borgo Tuliero" Comune di Faenza (RA) – Relazione idrogeologica (S. Marabini, 2013).

2. Normativa di riferimento

- D.P.R. 380/01;
- D.M. 11/03/1988;
- D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e relativa circolare esplicativa del C.S.LL.PP. N° 617/2009;
- Piano Strutturale Comunale Associato dell'Unione della Romagna Faentina;
- Indirizzi e criteri per la microzonazione sismica; Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile;
- Progetto Qualità 2010 – Relazione geologica: standard metodologici e di lavoro. Consiglio Nazionale dei Geologi – Ordini Regionali dei Geologi;
- Regolamento edilizio ed urbanistico (RUE) del Comune di Faenza.

3. Inquadramento geografico

Il sito d'intervento si estende dalla periferia sud del Comune di Faenza, presso il cosiddetto "Ponte Rosso", lungo la S.P. Marzeno (Modiglianese), fino al bivio con la strada comunale che conduce alla frazione di Borgo Tuliero.

Localizzazione: Carta topografica scala 1:25.000 – Tavola 239SE (Allegato 1).

Ubicazione: Carta Tecnica Regionale scala 1:10.000 – Sezione 239110 (Allegato 2).

Le coordinate geografiche WGS84 dell'estremità nord e dell'estremità sud dell'area di studio, sono:

- vertice nord: latitudine: 44,27744 [°] Longitudine: 11,877752 [°]
- vertice sud: latitudine: 44,263857 [°] Longitudine: 11,874061 [°].

4. Inquadramento geologico

4.1 Contesto geologico regionale

L'area di studio è localizzata all'estremità sud-orientale del vasto bacino sedimentario della Valle Padana, in prossimità del contatto con la fascia pedecollinare dell'Appennino Romagnolo. L'attuale assetto geologico è la risultante di un complesso avvicendamento di fasi erosive in alternanza a fasi prevalentemente sedimentarie, sia in senso verticale sia in senso orizzontale, in relazione al perdurare di una dinamica di abbassamenti del substrato, di fenomeni di subsidenza del materasso alluvionale che si stava formando, con conseguenti arresti della regressione marina o addirittura episodi di ingressione e formazione di fasi lagunari lungo la fascia pre-appenninica. Nel complesso, a partire dall'Oligocene, si assiste ad un lento e progressivo ricoprimento del settore meridionale della fossa occupata dall'alto Adriatico. Solo nel Quaternario superiore l'assetto tettonico mostra una sorta di equilibrio e alla iniziale tendenza alla deposizione prevalentemente marina (Pleistocene) subentra un periodo di estesi fenomeni sedimentari fluviali (Olocene), ai quali si associa il conseguente progressivo ritiro del mare verso la configurazione attuale della costa.

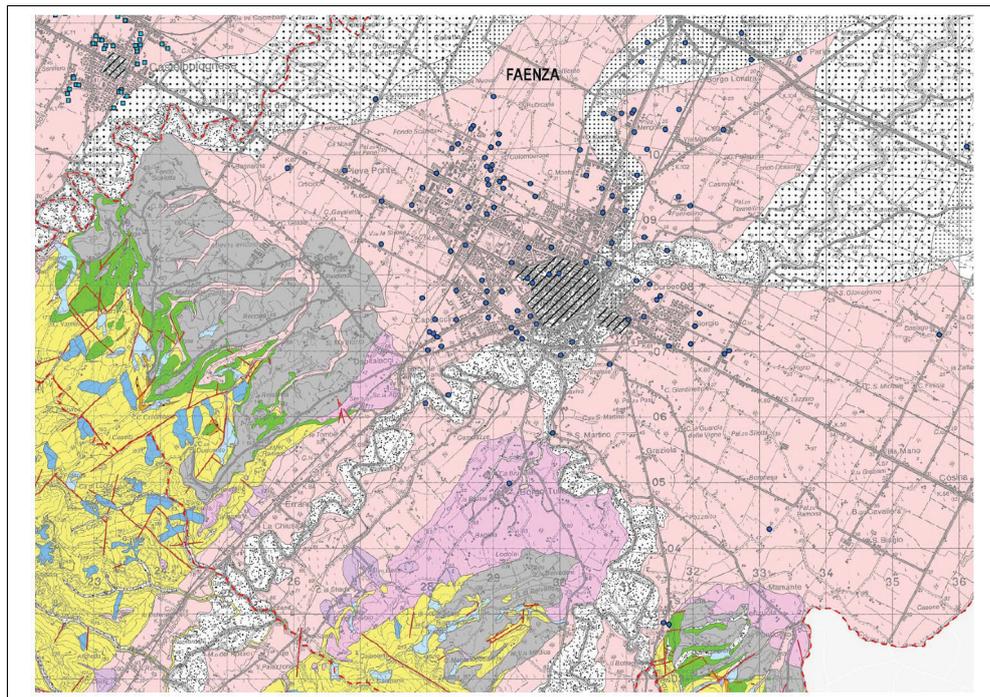
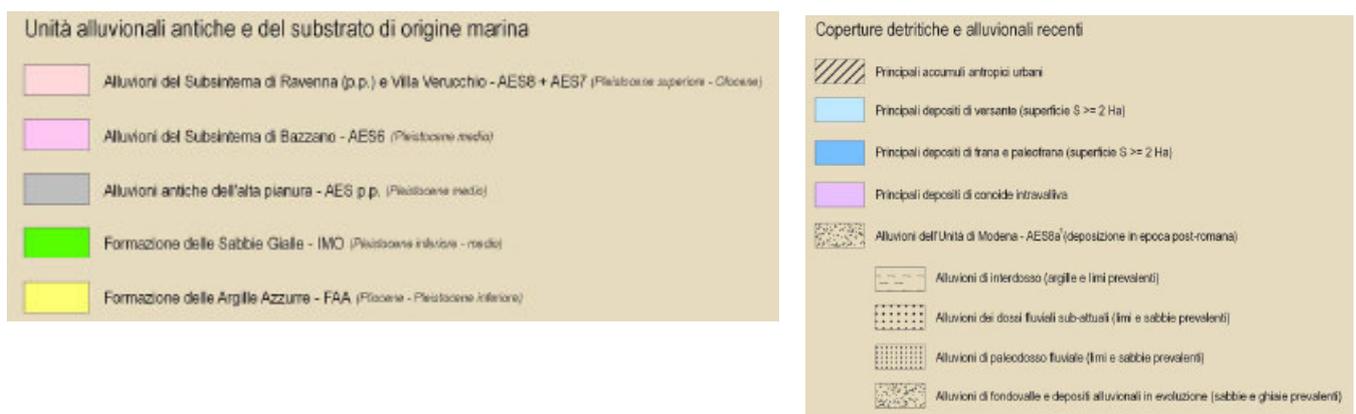


Fig. 1: Estratto della Carta geologica del PSC associato (Quadro conoscitivo).



4.2 Stratigrafia

La periferia sud del centro abitato di Faenza si estende in un contesto di media pianura ed insiste sul complesso di depositi alluvionali antichi della porzione medio-inferiore del cosiddetto **Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore – AES (Pleistocene medio - Olocene)**, unità stratigrafica della cartografia geologica della Regione Emilia-Romagna costituita da depositi alluvionali intravallivi, terrazzati, di conoide alluvionale ghiaiosa e di interconoide, passanti lateralmente a limi più o meno sabbiosi e argillosi di piana alluvionale. Cronologicamente questi depositi sono ascrivibili ad una età compresa tra

600/700.000 e 200/300.000 anni e fungono da graduale raccordo tra la fascia collinare appenninica e la pianura comunemente intesa. Infatti questi corpi alluvionali parzialmente ghiaiosi sormontano e si saldano stratigraficamente con la sottostante formazione delle Sabbie Gialle – IMO1 Sabbie di Imola (Pleistocene medio) (vedi fig. 1 e Allegati 2-3). L'unità è parzialmente suddivisa in subsintemi, sulla base dell'individuazione di deboli discordanze angolari o di scarpate erosive particolarmente ampie e, nel sottosuolo della pianura, di bruschi contatti fra depositi trasgressivi marino-marginali e palustri su depositi di conoide e piana alluvionale. Il tracciato della pista ciclabile si sviluppa in ambito di media pianura (sud) e piana di fondovalle (nord). Partendo dalle unità litostratigrafiche più recenti, da nord verso sud affiorano (Allegato 2):

- le alluvioni del **Subsistema di Ravenna – AES8 (Pleistocene superiore - Olocene)**, qui affiorante nel suo orizzonte superiore di deposizione in epoca romana, denominato **Unità di Modena – AES8a (Olocene)**, costituito da ghiaie prevalenti e sabbie ricoperte da una coltre limoso argillosa, spesso alcuni metri e rappresentato da depositi tendenzialmente meno grossolani rispetto alle unità più antiche; il limite superiore coincide con il piano topografico ed è dato da un suolo calcareo di colore bruno giallastro, il cui profilo di alterazione è di esiguo spessore (<100 cm);
- le alluvioni del **Subsistema di Villa Verucchio – AES7 (Pleistocene medio-superiore)**, qui rappresentate dai depositi di sbocco vallivo dell'**Unità di Vignola - AES7b**, costituita da ghiaie prevalenti caratterizzate da un suolo non calcareo di colore bruno scuro rossastro; il limite inferiore è erosivo, la potenza di alcuni metri;
- le alluvioni del **Subsistema di Bazzano – AES6 (Pleistocene medio)**, costituite da depositi ghiaiosi, sabbiosi e limo-argillosi di terrazzo intravallivo e di conoide alluvionale, caratterizzate al tetto da suoli decarbonatati con fronte di alterazione fino a 5-7 m, colore variabile da rosso bruno a giallo bruno; lo spessore medio è intorno alla ventina di metri.

4.3 Assetto geologico – strutturale

Come accennato precedentemente, l'area di studio si estende in un contesto di media pianura, dove i depositi di origine alluvionale ricoprono e si saldano sul substrato costituito dagli ultimi depositi marini di spiaggia (Allegato 3) precedenti il sollevamento definitivo dell'Appennino Romagnolo, avvenuto a culmine della collisione tra il margine continentale europeo (sardo-corso) e quello adriatico, che diede inizio alla fase intracontinentale dell'orogenesi appenninica, caratterizzata dallo sviluppo di una tettonica a thrust e falde con sottoscorrimento verso ovest e fronte compressivo verso est. Il sistema strutturale sepolto della Pianura Padana meridionale costituisce la fascia più esterna dell'Appennino settentrionale, ed è sottoposto ad un cospicuo abbassamento strutturale. Questa fascia, oltre ad un impressionante accumulo di depositi, soprattutto plio-pleistocenici, è stata sede di ingenti duplicazioni tettoniche per faglie inverse e sovrascorrimenti che hanno contribuito a intensificare la tendenza all'affossamento. Lungo il bordo appenninico esterno e la fascia di pianura antistante, gli elementi strutturali traslati e impilati vengono a formare così un vero e proprio prisma di accrezione tettonica neo-genico che, sia per entità dell'impilamento, sia per la complessa interferenza dell'attività tettonica con la deposizione, conferisce al sistema il carattere di una marcata fossa tettonica. Essa appare costituita da un sistema di grandi faglie inverse (accavallamenti) con superfici di sovrascorrimento immerse verso Sud-Sud-Ovest e con trasporto verso Nord-Nord-Est. Tali sovrascorrimenti hanno determinato un sistema di grandi pieghe superficiali che si sono sviluppate durante le traslazioni degli elementi appenninici verso Nord-Nord-Est entro l'area padana. Nel quaternario, l'attenuata attività tettonica traslativa è accompagnata da ingenti movimenti di abbassamento (subsidenza) e all'accumulo di ulteriori depositi. In definitiva è noto che il bacino subsidente padano è considerabile area geologicamente giovane e conseguentemente instabile.

Per quanto riguarda il Comune di Faenza, la cartografia geologica (fig. 2) riporta elementi strutturali legati a sovrascorrimenti profondi post-tortoniani. In un più ampio comprensorio si riconoscono inoltre la Sinclinale romagnola, l'Anticlinale di Cotignola e la Sinclinale di Forlì. Per quanto riguarda altri elementi di tettonica, pur non essendo espressamente cartografati sulle carte ufficiali per la difficoltà di poterli riconoscere in presenza di coperture ingenti, i vari tratti rettilinei che caratterizzano i corsi d'acqua e le morfologie fluviali di questa zona possono essere indizio di sistemi di faglie con andamento subparallelo ai tratti terminali delle valli del F. Lamone e del T. Marzeno.

4.4 Geomorfologia

Nell'insieme il tratto di nuova pista ciclabile attraversa un'area sub-pianeggiante, con un sensibile aumento dell'energia di rilievo spostandosi verso sud, ovvero lasciando le *aree alluvionali in evoluzione* (colore azzurro nella fig. 3) per incontrare i *depositi alluvionali terrazzati della media pianura* (colore rosa).

Infatti si percorrono dapprima terreni con morfologia omogeneamente pianeggiante; si tratta della piana alluvionale del F. Lamone, correlabile con le zone di bassa pianura. Qui il microrilievo naturale relitto è legato alla presenza di depositi alluvionali superficiali legati alla forza trattiva di correnti a bassa energia, quali depositi di argine e tracimazione; gli unici elementi del rilievo che si evidenziano sono rappresentati dalle arginature e dai rilevati stradali che la intersecano.

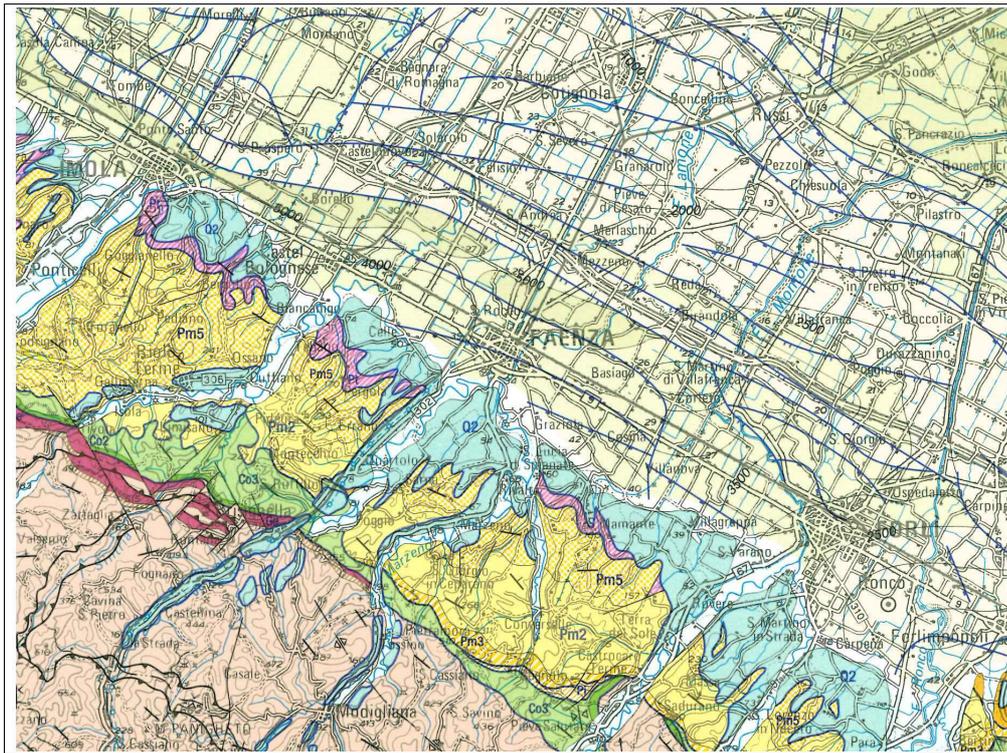


Fig. 2: Estratto della Carta Geologico-Strutturale della Regione Emilia-Romagna.

Verso sud si riscontra dapprima un leggero dislivello morfologico di origine alluvionale, che segna il passaggio su terreni con morfologia ugualmente sub-pianeggiante, ma appartenenti a depositi alluvionali di piana intravalliva e conoide alluvionale (media pianura).

Proseguendo verso sud, l'energia del rilievo si fa sensibilmente più accentuata verso il tratto terminale della nuova pista, in cui, oltre all'aumento di quota e all'inversione della pendenza del piano campagna da sud-nord a nord-sud, si riscontra una marcata incisione lungo l'asta del rio Tombarelle, dove le scarpate sono modellate nei terreni più antichi dei depositi alluvionali di media pianura.

Il lato ovest del rilevato stradale, a fianco del quale correrà la nuova pista, non presenta evidenze di instabilità. Più in generale lungo il tracciato non vi sono interferenze provocate da forme di dissesto superficiale. Anche in corrispondenza dell'attraversamento del rio Tombarelle, dove è previsto il ponte, le scarpate non presentano segnali di cedimento o fenomeni di scalzamento al piede.

Nella Carta della subsidenza del PSC, risulta che l'area di studio si estende nelle classi di abbassamento annuo 0/-4 mm e -5/-9 mm.

4.5 Idrogeologia

Il territorio del Comune di Faenza è inquadrabile in condizioni climatiche di regime sublitoraneo padano, tipiche della pianura interna, caratterizzato, rispetto alla pianura costiera, da una maggiore escursione termica giornaliera, da un maggior numero di giornate di gelo, da più frequenti formazioni nebbiose e da una minore ventosità.

Per quanto riguarda il regime pluviometrico si fa riferimento alla stazione pluviometrica di Faenza, da cui risulta una precipitazione annuale media di 763 mm.

Per oltre metà della lunghezza del nuovo tratto di pista ciclabile, la linea di spartiacque tra il bacino del F. Lamone e quello del T. Marzeno coincide con la traccia della strada provinciale modiglianese, o meglio con il suo rilevato stradale. In relazione all'ubicazione di progetto della pista (lato ovest della S.P.), il tratto nord corre su terreni in cui le acque defluiscono verso il F. Lamone, mentre verso sud, dove si intercetta la vallecchia del rio Tombarelle, le acque defluiscono verso il T. Marzeno. La portata del rio Tombarelle è minima durante tutto il periodo dell'anno, a causa degli ingenti prelievi idrici a favore delle estese piantagioni agricole che sottendono questo tratto di corso d'acqua.

Per quanto riguarda la zonazione del territorio comunale in termini di permeabilità del primo sottosuolo, i terreni attraversati dalla pista ciclabile verso nord appartengono alla classe "Rocce e terreni permeabili ($K > 10^{-4}$ m/s)", mentre a sud alla classe "Rocce e terreni mediamente permeabili ($10^{-7} < K < 10^{-4}$ m/s)". Nell'area di studio i dati geognostici reperiti nelle banche dati indicano la presenza di terreni limosi e argillosi fino a quote di -3/6 m da p.c., caratteristici di depositi di argine e tracimazione (bassa energia), mentre in profondità i depositi tendono ad assumere una granulometria più grossolana sabbioso-ghiaiosa, tipica dei depositi di alveo (maggiore energia).

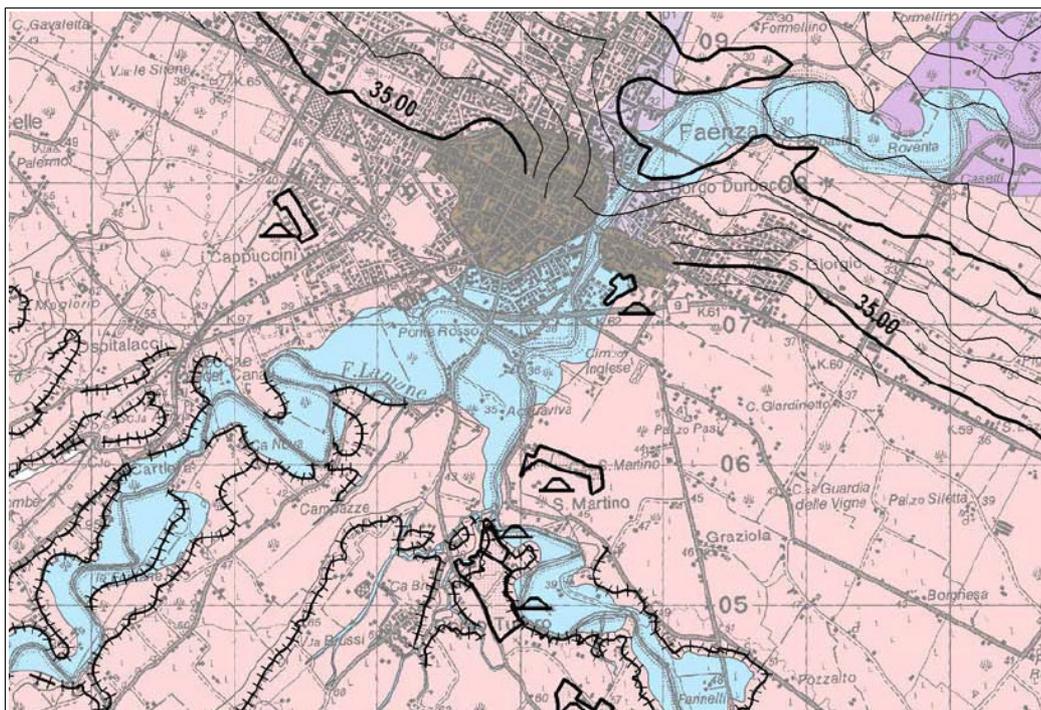


Fig. 3: P.S.C. Associato dell'Area Faentina – estratto della Carta geomorfologica.

All'assetto stratigrafico del primo sottosuolo sono legate alcune implicazioni relative all'idrologia sotterranea. Infatti, partendo dal presupposto che la falda idrica stazioni all'interno del substrato ghiaioso, è facile attendersi una buona velocità di filtrazione orizzontale e verticale delle acque in profondità. Al contrario, la presenza in superficie di litotipi alluvionali limoso-argilloso, poco permeabili, può indurre locali fenomeni superficiali di ristagno idrico a causa della scarsa velocità di filtrazione. Una evidente situazione di ristagno idrico è presente appena oltrepassato il bivio per Sarna. In questo caso, con l'intasamento della condotta di scarico che attraversa la base del rilevato stradale, non si innesca lo smaltimento delle acque superficiali drenate dall'appezzamento agricolo a monte, che, a causa della scarsa permeabilità del terreno, ristagnano in superficie.

Nella carta idrogeologica del PRG 1996 del Comune di Faenza (Allegato 4), nell'area in esame le isobate della falda freatica superficiale nel periodo 1990-1993 indicano una profondità minima della falda (soggiacenza) pari a 10 m. Nella stessa carta l'area su cui si estenderà il tratto nord della nuova pista è classificata "a maggiore rischio di inondazione". Nella Carta delle alluvioni storiche del P.S.C. nessun settore dell'area di studio risulta essere stato allagato durante gli eventi estremi storici. Nella recente Tavola dei Vincoli del R.U.E. del Comune di Faenza, il settore nord della nuova pista ricade tra le "aree a moderata probabilità di esondazione".

Per quanto riguarda il Piano di tutela delle acque (PTCP), l'area di studio ricade nelle "Zone di protezione delle acque sotterranee nel territorio pedecollina – pianura", Settore di ricarica di tipo A e settore di ricarica di tipo D.

5. Sismicità

L'attività sismica del territorio in esame risulta connessa all'attività orogenetica appenninica e definita nell'ambito di specifiche zone sismogenetiche, nelle quali gli eventi possono ritenersi circoscritti o definiti in relazione all'assetto tettonico del territorio. Recenti studi hanno messo in luce il legame sismogenetico tra la Pianura Padana e il fronte della catena appenninica.

Il comprensorio Faentino è soggetto ad una sismicità media rispetto alla realtà nazionale, con terremoti storici che hanno causato effetti di intensità (I_s) fino a 8 della scala MCS (Mercalli-Cancani-Seiberg) e magnitudo massima (M_w =Magnitudo Momento) pari a 5,88 (vedi tabella 1).

Con l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 3274 del 20 marzo 2003 "primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" e successive modifiche ed integrazioni, il Comune di Faenza è stato classificato in **zona sismica 2**. Tale classificazione (vedi fig. 4) prevede 4 classi a pericolosità sismica decrescente (zona 1: elevata sismicità, zona 2: media sismicità, ecc.) e ciascuna zona è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo a_g con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

In base alla più recente zonazione sismogenetica del territorio italiano, denominata ZS9 e redatta a cura dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), l'area in esame ricade all'interno della **zona-sorgente 914** (da Meletti C. & Valensise, 2004), descritta come "...la porzione più esterna dell'arco appenninico settentrionale", la cui sismicità "...sembra evidenziare un andamento del fronte compressivo sepolto più avanzato (a ridosso del Po)".

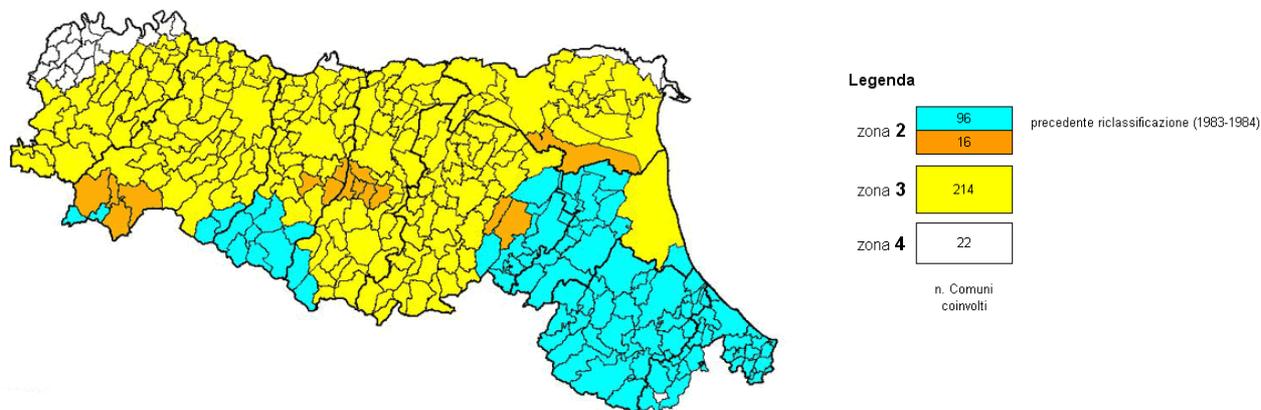


Fig 4: riclassificazione sismica dei Comuni dell'Emilia-Romagna (OPCM 3274/2003)

I principali terremoti sono compressivi e trascorrenti, con profondità ipocentrale generalmente compresa nei primi 25 km di profondità (da Boccaletti et al. 2004; DISS Working Group, 2007).

Nella Tabella 1 vengono elencati, in ordine decrescente di intensità risentita (*I_s*) secondo la scala Mercalli-Canacani-Seiberg (MCS), i principali terremoti (*I_s* > 5MCS) del Comune di Faenza, con indicati i dati relativi alla data dell'evento sismico, all'area epicentrale, all'intensità riferita all'area epicentrale (*I_o*) e la magnitudo momento (*M_w*) riscontrata.

Il territorio comunale di Faenza risulta essere stato sede di epicentri di terremoti strumentali con magnitudo *M_w* >4. Facendo riferimento al database delle sorgenti sismogenetiche italiane DISS 3, il sito in oggetto risulta collocato all'interno della **fascia sismogenica ITCS001 "Castel San Pietro Terme-Meldola"**, che comprende la fascia collinare pedeappenninica storicamente sede di terremoti con magnitudo massima ***M_w* = 5.8**.

Comune di Faenza (RA) [44.288, 11.881]						
<i>I_s</i>	Anno	Mese	Giorno	Area Epicentrale	<i>I_o</i>	<i>M_w</i>
7-8	1688	04	11	Romagna	9	5.88
7-8	1781	04	04	Faentino	9	5.84
7	1509	04	19	Faentino	7	5.17
7	1781	07	17	Romagna	8	5.53
7	1813	09	21	Romagna centrale	7	5.32
6-7	1279	04	30	Rocca San Casciano	7-8	5.55
6-7	1591	07	10	Forlì	6-7	5.24
6-7	1661	03	22	Appennino romagnolo	9	5.83
6-7	1725	10	28	Faentino	7	5.26
6-7	1861	10	16	Forlì	6-7	5.13
6-7	1887	09	30	Faenza	6	4.83
6	1732	08	09	Faenza	6	4.83
6	1909	01	13	Bassa Padana	6-7	5.53
6	1911	02	19	Romagna meridionale	7	5.38
6	1935	06	05	Faentino	6	5.34
5-6	1875	03	17	Romagna sud-orient.	8	5.74
5-6	1918	11	10	Appennino romagnolo	8	5.79

Tabella 1

La Carta della pericolosità sismica locale del PSC associato (fig. 5), per quanto riguarda la zonazione del territorio in termini di pericolosità sismica connessa alla natura dello strato di fondazione di fabbricati e infrastrutture, prende come riferimento le *Categorie di suolo di fondazione* introdotte con il D.M. 14/09/2015 e 14/01/2008, che prendono in considerazione il sottosuolo sino a profondità pari a 30 metri. Il tratto di nuova pista ciclabile si estende interamente in

Categoria C (colore giallo) “Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/c ($15 < N_{spt} > 50$, $70 < Cu < 250 \text{ kPa}$).

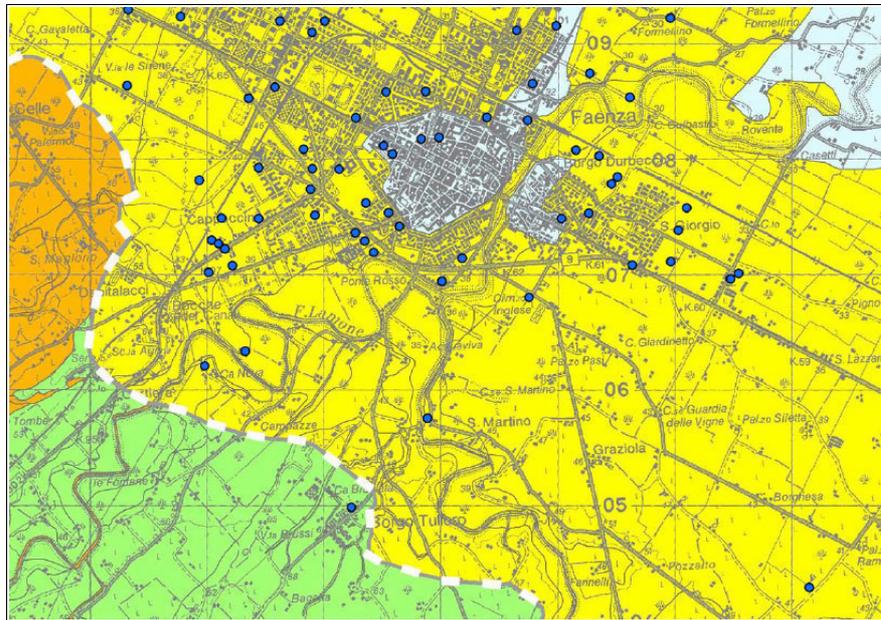


Fig 5: Estratto della Carta della pericolosità sismica locale (PSC associato – Quadro conoscitivo)

Sempre nell'ambito del PSC associato, sulla base di una campagna di analisi geognostiche e geofisiche, il centro abitato di Faenza (vedi fig. 6) è stato suddiviso in distinte microzone a comportamento sismico omogeneo in termini di risposta sismica locale (approfondimento di II° livello). Con riferimento all'Atto di indirizzo 112/2007 della Regione Emilia-Romagna, si è proceduto all'individuazione delle aree in cui si evidenzia la necessità di ulteriori approfondimenti (analisi di III livello). Per quanto riguarda la nuova pista ciclabile, solamente il tratto a nord (tra Ponte Rosso e bivio per Sarna) ricade all'interno di tale zonizzazione, ed è ricompreso nella **Zona di amplificazione stratigrafica 6 (fa_b) FA** $(0,1-0,5s) = 1,7$ (colore giallo): *ambito di conoide terrazzato e piana di fondovalle con successioni irregolari di alluvioni fini più o meno compatte e parzialmente ghiaiose (AES8, AES8a), poggianti a profondità variabili tra 5/15 m su ghiaie e substrato alluvionale “non rigido” (AES7).*

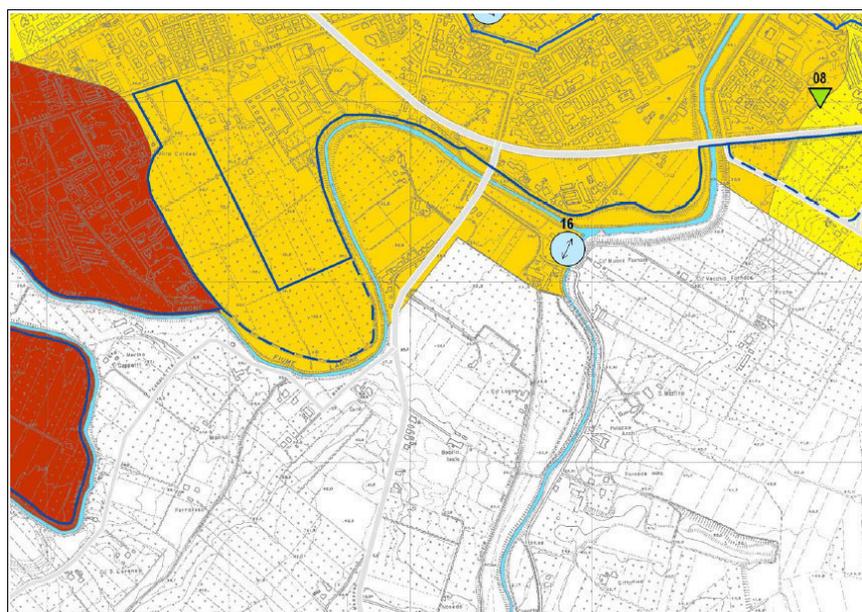


Fig 6: Estratto della Carta di microzonazione sismica del Comune di Faenza - Capoluogo (PSC associato – Quadro conoscitivo)

6. Indagini geognostiche e geofisiche di approfondimento

La campagna di indagine è stata eseguita in funzione dell'ubicazione delle opere d'arte (muri e ponte) previste nel progetto di fattibilità della nuova pista ciclabile messo a disposizione dal Settore Lavori Pubblici del Comune di Faenza. L'ubicazione dei punti di prova, le modalità esecutive, i risultati delle indagini in sito e delle prove di laboratorio sono riportati nello specifico Allegato 5.

Nella zona in cui sono previsti i muri di sostegno sono state eseguite n. 5 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU), in modo da ottenere una verticale di indagine specifica in corrispondenza di ogni singolo tratto di muro in progetto. Nei pressi del punto di prova n. 2 è stata eseguita una indagine geofisica integrata (Re-Mi e HVSR). Nella zona in cui è previsto il ponte per l'attraversamento del rio Tombarelle, sono state eseguite n. 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU 6-7) in corrispondenza della sommità di entrambe le sponde. Nel corso di tali prove sono stati prelevati n. 2 campioni indisturbati di terreno da sottoporre a specifiche prove di laboratorio. Nell'alveo del rio, alla base del ponte della S.P. Marzeno, causa l'impossibilità di accedere con mezzi cingolati, sono state eseguite n. 2 prove penetrometriche dinamiche medie (DPM), utili per determinare la profondità di raggiungimento del rifiuto alla penetrazione. In prossimità del punto di prova n. CPTU-6 è stata eseguita la seconda indagine geofisica integrata (Re-Mi e HVSR).

La seguente tabella sintetizza le massime profondità raggiunte durante tutte le prove penetrometriche prima dell'ottenimento del rifiuto alla penetrazione e la profondità della falda idrica.

PROVA	MAX. PROFONDITÀ RAGGIUNTA DAL P.C.	SOGGIACENZA FALDA IDRICA SOTTERRANEA DAL P.C.
CPTU-1	3,6 m.	-
CPTU-2	2,8 m.	-
CPTU-3	3,8 m.	-
CPTU-4	3,4 m.	-
CPTU-5	4,4 m.	-
CPTU-6	12,4 m.	8,2
CPTU-7	5,2 m.	-
DPM-1	2,7 m.	-
DPM-2	2,6 m.	-

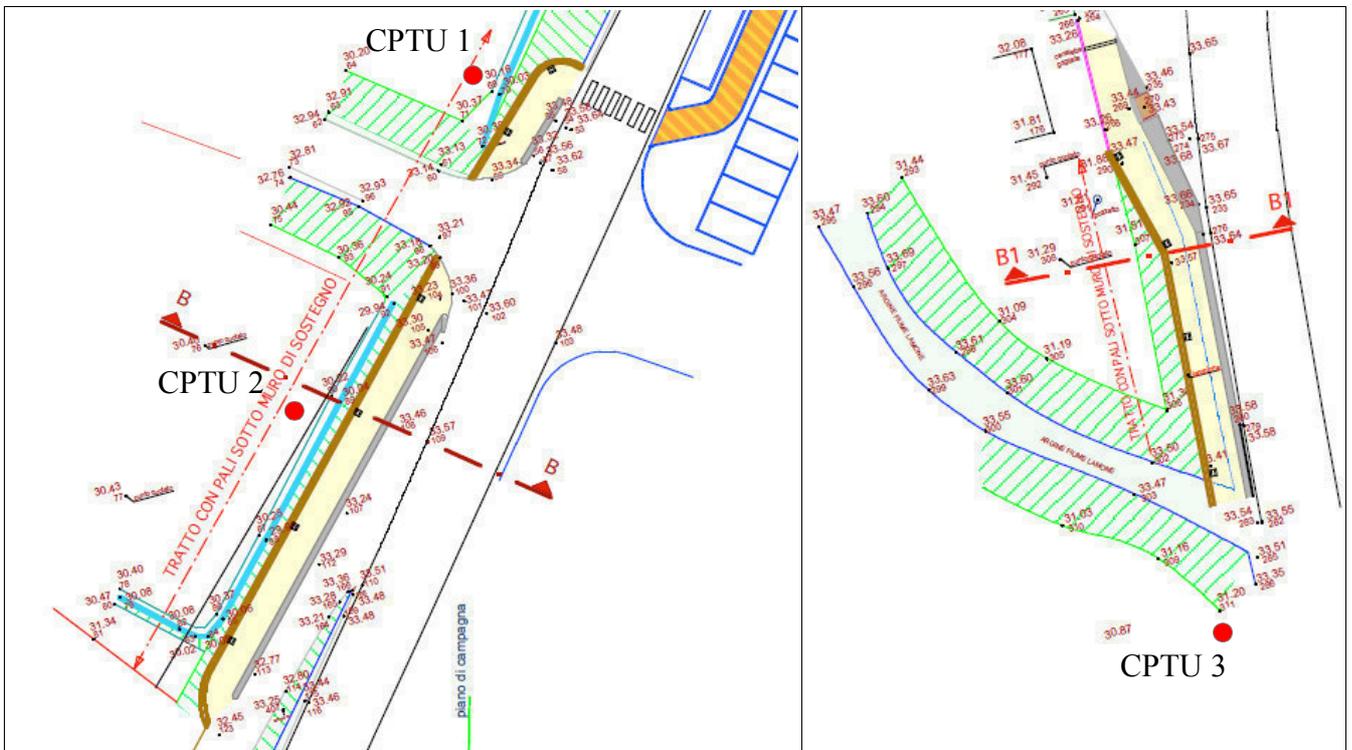
Per quanto riguarda i tratti in cui sono previsti i muri di sostegno, i risultati delle indagini in sito confermano quanto desunto dalla consultazione delle banche dati geognostici disponibili, ossia la **presenza di un materasso di ghiaie alluvionali che si estende uniformemente a pochi metri di profondità rispetto al piano campagna (tra 2,8-4,4 m)**. Non è stata rinvenuta falda idrica sotterranea, che, sempre sulla base dei dati d'archivio a disposizione, in questo settore ha una soggiacenza media intorno a 10 metri di profondità.

Nel tratto in cui è previsto il ponte i risultati ottenuti mostrano una sostanziale disomogeneità stratigrafica tra la sponda in destra e la sponda in sinistra idrografica rispetto al corso d'acqua. In corrispondenza della sponda destra (CPTU-7), i risultati indicano la presenza di un banco ghiaioso ad una profondità di poco superiore a 5 m, a conferma di quanto già riscontrato nel 2005 durante la realizzazione di una prova penetrometrica dinamica pesante (DPSH), eseguita su iniziativa privata per la fattibilità del progetto del ponte. Nella sponda sinistra (CPTU-6), invece, il banco ghiaioso si intercetta a profondità ben superiore (> 11 m), mentre tra 5 e 9 m di profondità sono presenti intercalazioni di sottili strati di limi e argille a consistenza molto variabile. Tale disomogeneità "laterale" è comune nei depositi di origine alluvionale, dove le migrazioni d'alveo e la variabilità del regime dei corsi d'acqua (erosione/deposizione) danno luogo a corpi lenticolari a granulometria differente giustapposti sia verticalmente che orizzontalmente. Durante la prova CPTU-6 è stato rinvenuto il livello della falda idrica sotterranea, soggiacente ad una profondità di m. 8,2 dal piano campagna locale.

Di seguito, per i tratti di muri in progetto e per il tratto in cui è previsto il ponte, si riporta una scheda con indicata l'ubicazione del punto di prova, l'interpretazione stratigrafica del primo sottosuolo, unitamente al valore medio (matematico) di una serie di parametri geotecnici ricavati dall'elaborazione dei risultati delle indagini in sito. Per quanto riguarda l'area del ponte, in allegato si riporta anche una sezione geologica specifica.

7. Modello geologico del sito

TRATTO 1 (muri di sostegno)



CPTU 1: la prova è stata eseguita alla quota del piano campagna (orti), alla base del rilevato stradale.

U. Lit.	Prof.		Descrizione	Qt (MPa)	Fs kPa	Dr (%)	ϕ (°)	Ey MPa	Cu kPa	M Ed MPa	γ kN/m ³
	da	a									
TA-R	0,00	1,90	Terreno alterato e/o rimaneggiato a scarsa consistenza di natura argillosa	0,93	49,40	-	-	-	53,04	7,50	17,25
U1	1,90	3,10	Limi sabbiosi	2,59	62,49	25	23	32,40	-	10,30	18,00
U2	3,10	3,60	Sabbie	9,08	201,40	42	27	58,51	-	38,55	19,60
U3	3,60	rifiuto	Ghiaie	-	-	98	34	119,30	-	-	20,00

CPTU 2: la prova è stata eseguita alla quota del piano campagna (prato), alla base del rilevato stradale.

U. Lit.	Prof.		Descrizione	Qt (MPa)	Fs kPa	Dr (%)	ϕ (°)	Ey MPa	Cu kPa	M Ed MPa	γ kN/m ³
	da	a									
TA-R	0,0	1,8	Terreno alterato e/o rimaneggiato a scarsa consistenza di natura argillosa	1,13	52,97	-	-	-	67,82	9,17	17,52
U1	1,8	2,8	Sabbie	6,18	51,35	54	40	45,69	-	24,50	18,20
U2	2,8	rifiuto	Ghiaie	-	-	98	34	119,30	-	-	20,00

CPTU 3: la prova è stata eseguita alla quota del piano campagna (vigneto), alla base del rilevato stradale.

U. Lit.	Prof.		Descrizione	Qt (MPa)	Fs kPa	Dr (%)	ϕ (°)	Ey MPa	Cu kPa	M Ed MPa	γ kN/m ³
	da	a									
TA-R	0,0	0,6	Terreno alterato e/o rimaneggiato a scarsa consistenza di natura argilloso-limosa	0,94	25,18	-	-	-	16,84	7,69	17,24
U1	0,6	3,5	Argille limose	1,75	54,27	-	-	-	68,21	14,13	17,69
U2	3,5	3,6	Sabbie	13,19	167,47	68	42	90,24	-	44,89	19,57
U3	3,6	rifiuto	Ghiaie	-	-	98	34	119,30	-	-	20,00

Dove:

Qt = resistenza alla punta normalizzata

Fs = resistenza laterale

Dr = densità relativa

ϕ ° = angolo di resistenza al taglio

Ey = modulo di Young

c_u = coesione non drenata

M Ed = modulo edometrico

γ = peso di volume naturale

Indicazioni progettuali:

In questo tratto di progetto lo strato di ghiaia è presente uniformemente ed affiora a profondità che variano da 2,80 a 3,60 metri. Al disopra delle ghiaie è presente uno strato di sabbia con spessore che varia tra 0,10 e 0,50 metri. La traccia del muro in progetto ricade sulla scarpata del rilevato stradale.

Per quanto riguarda la porzione di muro posta più a nord (CPTU 1), per la scelta della profondità del piano di posa di fondazioni di tipo superficiale, tralasciando il materiale costituente il rilevato stradale, si consiglia di attestarsi nei terreni limosi dell'unità litologica U1. Aumentando la profondità del piano di posa (3,1-3,6 m), le unità U2 (sabbie) e U3 (ghiaie) garantiscono caratteristiche di resistenza via via migliori. Per fondazioni di tipo profondo (pali, micropali, ecc.), si consiglia di raggiungere tali litotipi.

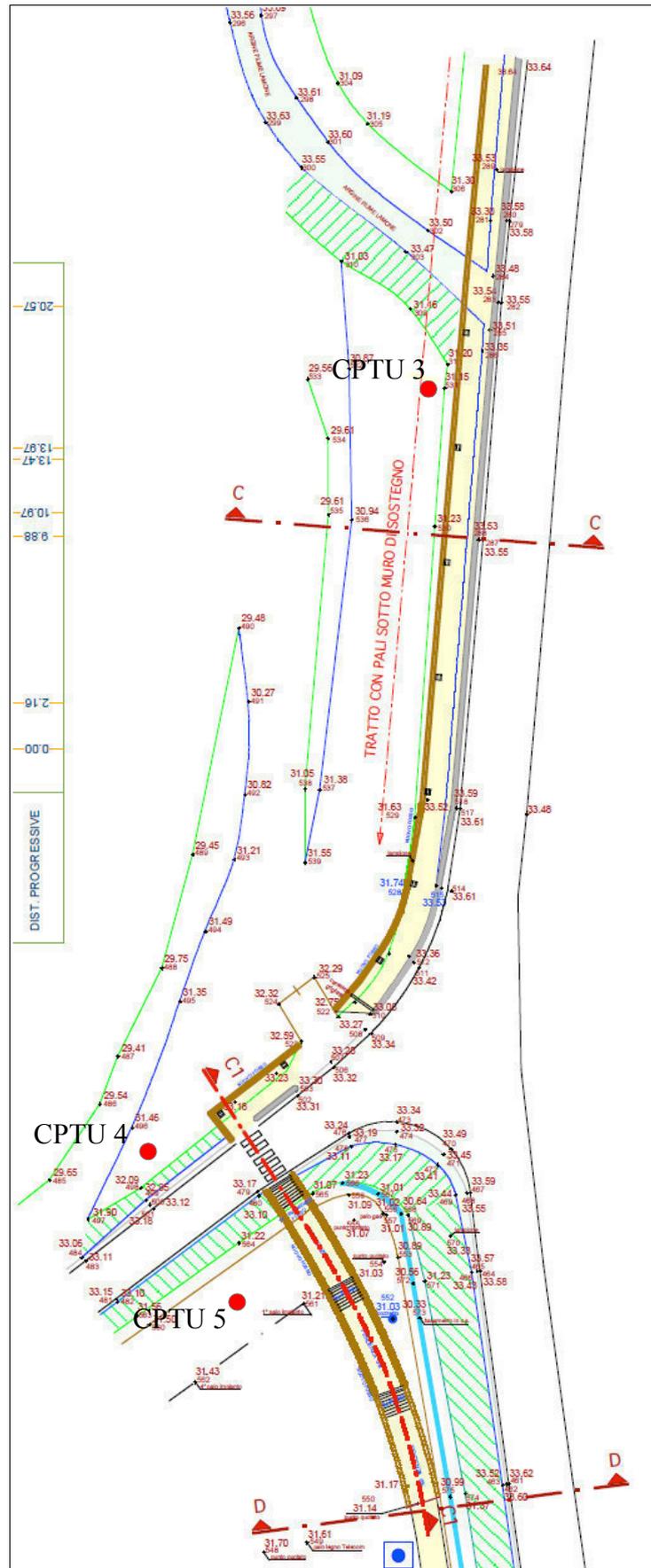
Nella porzione centrale del tratto di muro (CPTU 2), la profondità del tetto delle ghiaie si aggira intorno ai 2,80 metri. Al disopra delle ghiaie è presente uno strato di sabbia di spessore 1,00 metro. La traccia del muro in progetto ricade sulla scarpata del rilevato stradale. Per la scelta della profondità del piano di posa delle fondazioni, sia di tipo superficiale che profondo, tralasciando il materiale che costituisce il rilevato, si consiglia di attestarsi nei terreni dell'unità litologica U1, caratterizzata da uno spesso strato di sabbie con addensamento medio e buone caratteristiche di resistenza. Aumentando la profondità del piano di posa, le ghiaie (U2) garantiscono caratteristiche di resistenza ancora migliori.

Nella porzione sud del tratto di muro (CPTU 3), la profondità del tetto delle ghiaie torna ad approfondirsi intorno ai 3,60 metri, mentre lo strato di sabbia soprastante si assottiglia. La prova è stata realizzata nell'unico punto dove era possibile accedere con il penetrometro cingolato (vigneto). La traccia del muro in progetto ricade sulla scarpata del rilevato stradale, fino all'argine del fiume Lamone. Per la scelta della profondità del piano di posa delle fondazioni, si consiglia di attestarsi nei terreni di natura argilloso-limosa dell'unità litologica U1, a partire da 1,2 m di profondità, per evitare l'influenza negativa degli agenti atmosferici sul tasso di umidità interna (variazioni stagionale del contenuto d'acqua che provocano aumenti e ritiri di volume). Aumentando la profondità, le unità U2 (-3,5 m) e U3 (-3,6 m) garantiscono caratteristiche di resistenza via via migliori. Per fondazioni di tipo profondo (pali, micropali, ecc.), si consiglia di raggiungere tali litotipi.

In tutti i casi il piano di posa delle fondazioni dovrà essere previsto ad una profondità tale da garantire il soddisfacimento delle condizioni di sicurezza, previa opportune verifiche geotecniche, nel rispetto della Normativa vigente in materia di Costruzioni.

Trattandosi di muri in elevazione, il materiale di riempimento a tergo fungerà anche da sottofondo per la pista. Si consiglia pertanto l'utilizzo di pietrisco grossolano alla base, sormontato da materiale inerte ben compatto (sabbia, misto stabilizzato, ecc.), al fine di garantire ossatura al corpo stradale e drenaggio per l'abbattimento della spinta idrostatica. L'angolo di attrito interno da considerare per il calcolo della spinta agente sul muro, a favore della sicurezza, non dovrà essere superiore a 35°.

TRATTO 2 (muri di sostegno)



CPTU 3: la prova è stata eseguita alla quota del piano campagna (vigneto), alla base del rilevato stradale.

U. Lit.	Prof.		Descrizione	Qt (MPa)	Fs kPa	Dr (%)	ϕ (°)	Ey MPa	Cu kPa	M Ed MPa	γ kN/m ³
	da	a									
TA-R	0,0	0,6	Terreno alterato e/o rimaneggiato a scarsa consistenza di natura argilloso-limoso	0,94	25,18	-	-	-	16,84	7,69	17,24
U1	0,6	3,5	Argille limose	1,75	54,27	-	-	-	68,21	14,13	17,69
U2	3,5	3,6	Sabbie	13,19	167,47	68	42	90,24	-	44,89	19,57
U3	3,6	rifiuto	Ghiaie	-	-	98	34	119,30	-	-	20,00

CPTU 4: la prova è stata eseguita alla quota del piano campagna (orto) nei pressi della scarpata sul Lamone.

U. Lit.	Prof.		Descrizione	Qt (MPa)	Fs kPa	Dr (%)	ϕ (°)	Ey MPa	Cu kPa	M Ed MPa	γ kN/m ³
	da	a									
TA-R	0,0	0,9	Terreno alterato e/o rimaneggiato a scarsa consistenza di natura limoso-sabbiosa	0,93	8,94	34	32	9,18	-	5,40	15,21
U1	0,9	1,4	Sabbie	8,06	95,37	67	40	48,07	-	30,25	18,49
U2	1,4	2,0	Argille limose	1,19	43,08	-	-	-	58,74	12,92	18,02
U3	2,0	3,4	Limi sabbiosi	3,23	61,82	32	29	39,16	-	12,92	18,02
U4	3,4	rifiuto	Ghiaie	-	-	98	34	119,30	-	-	20,00

CPTU 5: la prova è stata eseguita alla quota del piano campagna (appezzamento agricolo).

U. Lit.	Prof.		Descrizione	Qt (MPa)	Fs kPa	Dr (%)	ϕ (°)	Ey MPa	Cu kPa	M Ed MPa	γ kN/m ³
	da	a									
TA-R	0,0	1,0	Terreno alterato e/o rimaneggiato a scarsa consistenza di natura limoso-sabbiosa	1,97	54,35	51	35	22,28	-	8,30	17,54
U1	1,0	2,1	Argille	1,13	77,02	-	-	-	78,74	9,09	17,97
U2	2,1	4,0	Argille limose	1,57	61,16	-	-	-	108,16	11,69	17,86
U3	4,0	4,4	Sabbie	5,67	45,28	39	33	48,79	-	39,32	17,96
U4	4,4	rifiuto	Ghiaie	-	-	98	34	119,30	-	-	20,00

Dove:

Qt = resistenza alla punta normalizzata

Fs = resistenza laterale

Dr = densità relativa

 ϕ ° = angolo di resistenza al taglio

Ey = modulo di Young

c_u = coesione non drenata
M Ed = modulo edometrico
 γ = peso di volume naturale

Indicazioni progettuali:

In questo tratto, comprendente il muro tra l'argine del Lamone e la via Sarna e la rampa successiva (scatolare) di raccordo con l'appezzamento agricolo, lo strato di ghiaia è presente uniformemente ed affiora a profondità che variano tra 3,40 e 4,40 metri. Avvicinandosi al Lamone (CPTU 4), lo strato di sabbia affiora più superficialmente ed in profondità è sostituito da livelli a granulometria più fine.

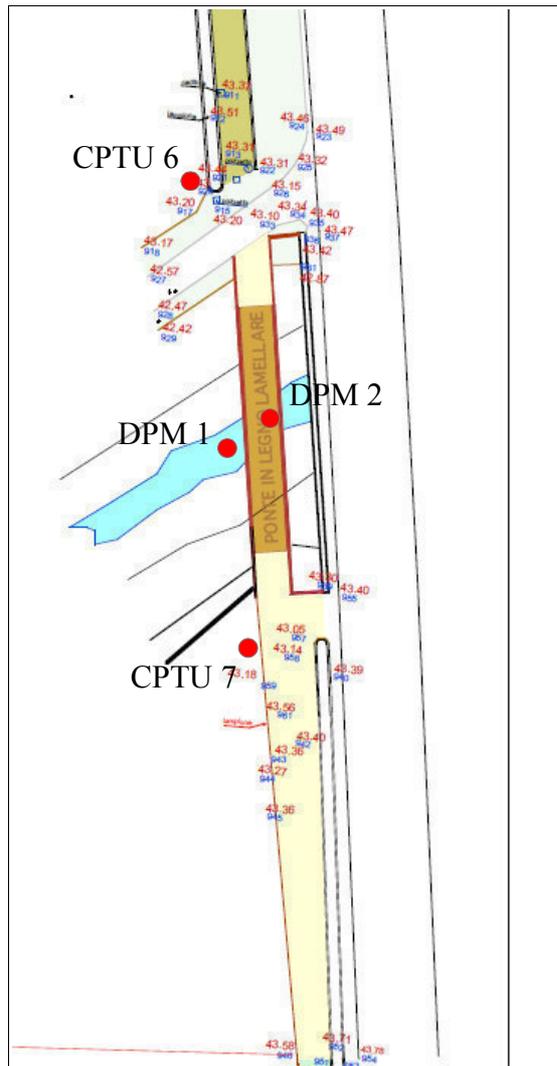
Per quanto riguarda il muro da realizzare tra l'argine del Lamone e la via Sarna (CPTU 3 – 4), in questo settore lo strato di argille limose superficiali (CPTU 3) assume una granulometria maggiormente sabbiosa (CPTU 4) avvicinandosi alla scarpata del Lamone. Dal momento che la traccia del muro di progetto ricade sulla scarpata del rilevato stradale, per la scelta del piano di posa di fondazioni di tipo superficiale, si consiglia di attestarsi ad una profondità di almeno -1,4 metri dal piano campagna (vigneto), dove si incontrano terreni argilloso limosi. Aumentando la profondità, le sabbie e le ghiaie (-3,4/-3,5 m) garantiscono caratteristiche di resistenza via via migliori. Per fondazioni di tipo profondo (pali, micropali, ecc.), si consiglia di raggiungere tali litotipi.

Trattandosi di muri in elevazione, il materiale di riempimento a tergo fungerà anche da sottofondo per la pista. Si consiglia pertanto l'utilizzo di pietrisco grossolano alla base, sormontato da materiale inerte ben compattato (sabbietta, misto stabilizzato, ecc.), al fine di garantire ossatura al corpo stradale e drenaggio per l'abbattimento della spinta idrostatica. L'angolo di attrito interno da considerare per il calcolo della spinta agente sul muro, a favore della sicurezza, non dovrà essere superiore a 35°.

Per quanto riguarda la rampa di raccordo tra la via Sarna e l'appezzamento agricolo a sud, anche in questo caso la profondità del piano di posa della fondazione dello scatolare potrà essere impostata in corrispondenza dello strato argilloso U1 (CPTU 5), a partire da 1,6 m di profondità, per oltrepassare il livello di terreni con basse caratteristiche di resistenza ed evitare, trattandosi di argille, l'influenza negativa degli agenti atmosferici sul tasso di umidità interna (variazione stagionale del contenuto d'acqua che provoca aumenti e ritiri di volume). Per fondazioni di tipo profondo (pali, micropali, ecc.), si consiglia di raggiungere gli strati sabbiosi o ghiaiosi a partire da 4 metri di profondità. Questo settore è caratterizzato dal ristagno idrico superficiale menzionato nel paragrafo 4.5, pertanto saranno necessari tutti gli accorgimenti tecnici utili a drenarlo. Innanzitutto si consiglia di ripristinare la funzionalità dell'attraversamento stradale che passa sotto la strada provinciale; inoltre si consiglia di prevedere un adeguato spessore drenante (inerti grossolani) alla base della rampa.

In tutti i casi il piano di posa delle fondazioni dovrà essere previsto ad una profondità tale da garantire il soddisfacimento delle condizioni di sicurezza, previa opportune verifiche geotecniche, nel rispetto della Normativa vigente in materia di Costruzioni.

TRATTO 5 (ponte sul rio Tombarelle)



Parametri ricavati dalle prove CPTU 6, CPTU 7, DPM 1 e DPM2

U. Lit.	Prof. (m)		Descrizione	Qt (MPa)	Fs kPa	Dr (%)	ϕ (°)	Ey MPa	Cu kPa	M Ed MPa	γ kN/m ³
	da	a									
TA-R	0,0	0,5 - 0,6	Terreno alterato e/o rimaneggiato a scarsa consistenza di natura argillosa	0,75	31,73	-	-	-	23,25	6,11	16,72
U1	0,5 - 0,6	2,3 - 2,7	Limi	2,07	86,48	-	-	-	89,41	16,84	18,27
U2	2,3 - 2,7	5,0 - 5,2	Argille	1,89	111,98	-	-	-	112,18	15,02	18,52
U3 dx	5,2	rifiuto	Ghiaie	-	-	-	43	53,44	-	-	18,05
U3 sx	5,0	9,0	Intercalazioni sottili di argille e limi a consistenza variabile	3,69	140,07	-	-	-	159,82	29,19	19,04
U4	9,0	10,0	Sabbie limose	13,64	224,55	51	39	134,37	-	46,97	20,17

U5	10,0	11,4	<i>Argille organiche</i>	1,43	61,02	-	-	-	84,85	10,08	17,69
U6	11,4	12,4	<i>Sabbie e ghiaie</i>	10,21	61,62	41	36	79,53	-	36,63	18,34

Dove:

Q_t = resistenza alla punta normalizzata

F_s = resistenza laterale

D_r = densità relativa

ϕ° = angolo di resistenza al taglio

E_y = modulo di Young

c_u = coesione non drenata

M_{Ed} = modulo edometrico

γ = peso di volume naturale

Indicazioni progettuali:

Le due prove CPTU sono state realizzate nei pressi della sommità delle sponde; in entrambe le prove è stato prelevato un campione indisturbato di terreno per essere sottoposto alle prove di laboratorio. Le prove DPM sono state eseguite in prossimità dell'alveo del rio, sotto il ponte della strada provinciale. Per quanto riguarda i terreni di fondazione, su entrambe le sponde, a partire dalla profondità di 2,3-2,7 metri (unità U2) rispetto alla quota della sommità, si riscontrano idonee caratteristiche di resistenza dei terreni. Sulla sponda in destra idrografica il banco ghiaioso si raggiunge a 5,2 metri di profondità rispetto alla sommità e a 2,6-2,7 metri di profondità rispetto alla quota dell'alveo attuale del rio. Sulla sponda in sinistra idrografica, rispetto alla quota della sommità, il banco ghiaioso (con maggiore matrice sabbiosa) affiora a oltre 11 metri di profondità, ma a partire da 6,5 metri di profondità sono presenti alternanze di litotipi argillosi e limosi consistenti con buone caratteristiche di resistenza. A tal proposito si rimanda alla sezione geologica della zona del ponte allegata alla presente relazione (Allegato 6).

Essendo stata riscontrata una disomogeneità stratigrafica fra le due sponde del corso d'acqua si dovranno valutare con attenzione gli eventuali assestamenti differenziali dell'opera e, qualora risultasse necessario, considerare l'opportunità di adottare fondazioni profonde o comunque soluzioni progettuali che consentano il rispetto delle prestazioni progettuali attese in condizioni di esercizio.

Per quanto riguarda la determinazione della spinta laterale del terreno sulle strutture di sostegno della passerella in legno, trattandosi di muri in elevazione, il materiale di riempimento a tergo fungerà anche da sottofondo per la pista. Si consiglia pertanto l'utilizzo di pietrisco grossolano alla base, sormontato da materiale inerte ben compattato (sabbietta, misto stabilizzato, ecc.), al fine di garantire ossatura al corpo stradale e drenaggio per l'abbattimento della spinta idrostatica. L'angolo di attrito interno da considerare per il calcolo della spinta agente sul muro, a favore della sicurezza, non dovrà essere superiore a 35°.

8. Caratterizzazione sismica del sito

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 (nuove norme tecniche sulle costruzioni) la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente".

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto deve essere valutata l'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie.

L'azione sismica di progetto, in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definisce a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

In base all'Ordinanza P.C.M. 3274 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zone sismiche", il territorio italiano è stato suddiviso in zone uniformi, differenziate sulla base dei valori di accelerazione massima attesa (a_g) al suolo, in occasione di eventi sismici: poiché tali valori sono stati preventivamente suddivisi in quattro classi, le zone sono state denominate Zona 1, Zona 2, Zona 3 e Zona 4, in ordine decrescente dei valori stessi di accelerazione.

Zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g/g)	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (a_g/g)
1	> 0,25	0,35
2	0,15-0,25	0,25
3	0,05-0,15	0,15
4	< 0,05	0,05

Il Comune di Faenza (RA), entro cui si colloca l'area in esame, risulta classificato come "Zona 2".

8.1. Categoria di sottosuolo

Per la valutazione dell'amplificazione sismica di risonanza del substrato di interesse e della V_{s30} , sono stata realizzate due indagini geofisiche (in entrambe i casi in array con metodologia Re.Mi integrata da un'indagine tomografica condotta con metodologia HVSR a stazione singola) in corrispondenza di due distinte aree situate in prossimità della tratto stradale di interesse.

La normativa in materia di Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008) prevede che "ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi come indicato al § 7.11.3" della medesima normativa.

In assenza delle suddette analisi si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento come riportato nella successiva tabella. La normativa suddetta prevede inoltre che "per sottosuoli appartenenti alle ulteriori categorie S1 ed S2 indicate nella parte bassa della tabella è necessario predisporre specifiche analisi per la definizione delle azioni sismiche, particolarmente nei casi in cui la presenza di terreni suscettibili di liquefazione e/o di argille d'elevata sensitività possa comportare fenomeni di collasso del terreno".

	Descrizione del profilo stratigrafico	V_{s30} (m/s)	NSPT	C_u (kPa)
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 3 m	> 800	-	-
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 V_{s30} compresi tra 360 e 800 m/s (oppure resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa)	360 – 800	> 50	> 250
C	Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza con spessori superiori a 30 m caratterizzati da valori di V_{s30}	180 – 360	15 – 50	70 – 250

	compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{SPT} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa)			
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m caratterizzati da valori di $V_{s30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $c_u < 70$ kPa)	< 180	< 15	< 70
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali con valori di V_{s30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{s30} > 800$ m/s			
S1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) e contenuto d'acqua, caratterizzati da valori di $V_{s30} < 100$ m/s ($10 < c_u < 20$ kPa)	< 100	-	10 – 20
S2	Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti			

Fatta salva la necessità della caratterizzazione geotecnica dei terreni nel volume significativo (parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso) la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente V_{s30} di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 metri di profondità. Essa viene calcolata con la seguente relazione:

$$V_{s30} = 30 / \sum h_i / V_{s_i} \quad (\text{m/sec}) \quad \text{con } i=1, N$$

Attraverso l'indagine sismica integrata condotta in sito, i cui risultati sono riportati nel fascicolo allegato, sono stati acquisiti valori di V_{s30} di **362 m/s** nel primo sito di indagine (poco a sud del ponte rosso) e di **259 m/s** presso il ponte sul rio Tombarelle, per i quali, ai sensi dell'art. 3.2.2 del D.M. 14/01/2008, è possibile classificare il sottosuolo in **categoria C**, confermando quanto indicato nella specifica carta tematica del PSC.

La vigente normativa (cfr. § 3.2.2, D.M. 14/01/2008) riferisce i primi 30 metri di profondità "per le fondazioni superficiali...al piano di imposta delle stesse" e "per le fondazioni su pali...alla testa dei pali"; tuttavia, non essendo disponibili al momento dell'esecuzione dell'indagine informazioni riguardo all'effettiva profondità di imposta delle fondazioni, il calcolo delle V_{s30} è stato in questo caso riferito al locale piano campagna.

8.2. Amplificazione stratigrafica e topografica

Per le categorie di sottosuolo di fondazione definite nel paragrafo precedente, la forma spettrale su sottosuolo di categoria A è modificata attraverso il coefficiente stratigrafico S_s e il coefficiente topografico S_T come riportato nelle sottostanti tabelle: in ragione della categoria di sottosuolo risultante dalla specifica indagine si definisce quindi un coefficiente S_s che quantifica l'amplificazione stratigrafica.

Categoria di sottosuolo	S_s	C_c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 F_0 \text{ ag/g} \leq 1.20$	$1.10 (T^* c_c)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_0 \text{ ag/g} \leq 1.50$	$1.10 (T^* c_c)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_0 \text{ ag/g} \leq 1.80$	$1.05 (T^* c_c)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_0 \text{ ag/g} \leq 1.60$	$1.15 (T^* c_c)^{-0.40}$

Alla categoria di sottosuolo C, determinata per il sito oggetto del presente studio, corrisponde la seguente formulazione del coefficiente S_s e del coefficiente C_c :

$$S_s = 1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_0 \text{ ag/g} \leq 1.50$$

$$C_c = 1.10 (T^*_c)^{-0.33}$$

Per quanto concerne la valutazione dell'influenza delle condizioni topografiche in merito alla risposta sismica del suolo, la normativa (D.M. 14/01/2008) per configurazioni superficiali semplici adotta la classificazione riportata nella sottostante tabella. *“Le categorie topografiche riportate si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bi-dimensionali, creste o dorsali allungate e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 metri”*. Per ogni categoria individuata e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento in progetto la normativa associa un relativo coefficiente di amplificazione topografica (S_T).

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	S_T
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,0
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base ed inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,4

Il sito in cui sono previsti i muri di sostegno è ubicato in un'area pianeggiante, di conseguenza è attribuibile alla **categoria T1**. In corrispondenza del rio Tombarelle, dove è previsto il ponte, la superficie è caratterizzata dalle due sponde aventi una inclinazione maggiore di 15° ; trattandosi però di una *“configurazione geometrica”* inferiore a 30 metri di altezza, anche tale sito è attribuibile alla categoria T1. Pertanto ai fini della caratterizzazione delle azioni indotte dal sisma, in entrambe i casi si potrà adottare un coefficiente $S_T=1,0$

Una volta definiti i parametri che determinano gli effetti di amplificazione secondo quanto sopra, si determina il valore del coefficiente S , necessario alla definizione dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali, secondo la formula:

$$S = S_s * S_T$$

8.3. Il fenomeno della liquefazione

Nel linguaggio tecnico corrente con tale termine s'intende la perdita totale di resistenza dei terreni saturi sotto sollecitazioni statiche o dinamiche, in conseguenza delle quali il terreno raggiunge una condizione di fluidità pari a quella di una massa viscosa. Ciò avviene solitamente nei depositi di sabbie fini sciolte quando, sotto l'azione dei carichi applicati o di forze idrodinamiche, la pressione dell'acqua dei pori aumenta progressivamente fino ad eguagliare la pressione totale di confinamento, cioè fino a quando gli sforzi efficaci si riducono a zero.

La liquefazione di un deposito può avvenire sia in condizioni statiche sia sotto sollecitazioni dinamiche cicliche o monotoniche. Possono essere identificati tre principali meccanismi di liquefazione:

1. Liquefazione per filtrazione
2. Liquefazione per effetto di carichi monotonicamente crescenti
3. Liquefazione per effetto di carichi ciclici.

8.3.1. Criteri di previsione e metodi per la valutazione del potenziale di liquefazione

Per una stima accurata della probabilità di liquefazione in un deposito sabbioso durante un terremoto, occorrerebbe tenere in conto di tutti i fattori che concorrono a creare le condizioni in cui il fenomeno può verificarsi. Dalle considerazioni esposte in precedenza si evince però l'impossibilità di inglobare in un unico modello tutti i parametri rappresentativi del fenomeno. Gli studi più recenti si sono sviluppati lungo due direttrici principali:

1. osservazione delle caratteristiche sismiche, geologiche e geotecniche dei siti colpiti da terremoti distruttivi;
2. analisi del comportamento dei terreni in prove cicliche di laboratorio in condizioni controllate.

Sono emersi così i primi criteri empirici di previsione, basati sulle caratteristiche granulometriche e sullo stato di addensamento, cui hanno fatto seguito criteri e metodi più raffinati e complessi capaci di tener conto di un numero di parametri sempre più elevato.

E' possibile raggruppare la grande molteplicità di metodi per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione dei depositi in quattro classi:

1. **criteri empirici**: si basano su parametri desunti da prove di identificazione o da misure della densità relativa ovvero da prove penetrometriche standard;
2. **metodi semplificati**: si basano sul confronto fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte

- dal terremoto; richiedono quindi la valutazione dei parametri sia relativi all'evento sismico sia al deposito;
3. **metodi di analisi dinamica semplificata:** richiedono la determinazione, alle diverse quote, della storia delle sollecitazioni delle tensioni e deformazioni di taglio, conseguente ad un input sismico, definito da una storia di accelerazioni al bedrock;
 4. **metodi dinamici avanzati:** vengono condotte in genere in condizioni bidimensionali mediante l'impiego di codici di calcolo ad elementi finiti o alle differenze finite ed in alcuni casi prevedono la modellazione integrata del sistema terreno-fondazione-struttura.

8.3.2. Motivi di esclusione della verifica a liquefazione

Sulla base di un'analisi preliminare della sismicità del sito e delle caratteristiche geotecniche del deposito, si può ritenere che la probabilità che si verifichi la liquefazione sia bassa o nulla (e quindi può essere omessa) nel caso si manifesti almeno una delle seguenti circostanze (come richiede la NTC D.M. 14/01/08):

- eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) inferiori a $0.1 g$;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nel primo grafico sotto riportato, nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nel secondo, nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

Nel caso in esame, non essendo stata verificata alcuna delle condizioni suddette, si è proceduto ad effettuare specifiche verifiche numeriche, finalizzate a valutare la suscettibilità alla liquefazione dei depositi, utilizzando opportune metodologie di calcolo, come di seguito descritte.

8.3.3. Valutazione del coefficiente di sicurezza alla liquefazione

La resistenza che un deposito sabbioso saturo oppone alla liquefazione viene definita attraverso il fattore di sicurezza. Tale coefficiente (F_s) è definito dal rapporto tra la capacità di resistenza alla liquefazione e la domanda di resistenza alla liquefazione e si può riassumere con la seguente espressione:

$$F_s = CRR/CSR$$

dove: CSR è la tensione tangenziale ciclica prodotta da un sisma;

CRR è la resistenza tangenziale del terreno.

Il parametro CSR è definito con l'equazione semiempirica:

$$CSR_{7,5} = \tau_c / \sigma'v = (0.65 a_{max} / g) * (\sigma v_0 / \sigma'v_0 rd)$$

Dove:

τ_c = valore medio definito come $0,65 \tau_{max}$

a_{max} = accelerazione massima di picco al piano campagna del terremoto di progetto

g = accelerazione di gravità

$\sigma v_0 / \sigma'v_0$ = rapporto tra tensione totale ed efficace alla profondità considerata

rd = coefficiente riduttivo dell'azione sismica che porta in conto la deformabilità del sottosuolo.

Per la determinazione della resistenza alla liquefazione (CRR) si utilizzano i dati acquisiti durante l'esecuzione di prove penetrometriche dinamiche (SPT), prove penetrometriche statiche (CPT), nonché da misure di velocità delle onde di taglio (Vs) eseguite con prove sismiche.

Inoltre per terremoti di magnitudo diverso da 7,5 è necessario inserire un coefficiente correttivo MSF (Magnitudo Scaling Factor) applicato per convenzione alla capacità di resistenza alla liquefazione e non al carico sismico.

Pertanto si può considerare:

$$F_s = CRR_{7,5} / CSR * MSF$$

8.3.4. Metodo NCEER (1998) per la valutazione del coefficiente di sicurezza F_s alla liquefazione

La verifica a liquefazione del deposito è effettuata in condizioni di free-field (assenza di manufatti sulla superficie del deposito) alle profondità dove sono presenti depositi potenzialmente liquefacibili.

Un metodo di verifica che può essere utilizzato è quello basato sul parametro di comportamento del terreno I_c ; tale parametro è funzione della resistenza alla punta Q_{tn} e della resistenza laterale del manicotto, F_r misurate nelle prove CPTU. In particolare:

$$I_c = [(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (1.22 + \log F_r)^2]^{0.5}$$

Il parametro I_c , una volta calcolato, viene impiegato per la determinazione del fattore di correzione K_c , definito in funzione delle caratteristiche granulometriche del terreno.

Per quanto concerne i dettagli della metodologia di calcolo si rimanda direttamente alla teoria riportata in allegato.

Da quanto sopra riportato si evince l'importanza dell'esatta determinazione del valore di I_c :

- secondo il metodo utilizzato, se il valore di $I_c > 2.6$ il terreno è classificabile come un materiale a comportamento argilloso, con scarse probabilità di liquefazione;
- al contrario se $I_c < 2,6$ è necessario calcolare il coefficiente di sicurezza F_s sulla base del quale l'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

8.3.5. Indice del potenziale di liquefazione (Iwasaki, 1982)

Le conseguenze della liquefazione in caso di sisma dipendono da fattori quali l'estensione del fenomeno stesso, la profondità alla quale tale fenomeno si verifica e le condizioni del piano campagna (inclinazione, presenza di incisioni, ecc.): poiché tali fattori non sono esaustivamente contemplati nell'ambito del metodo fin qui descritto, all'analisi puntuale della suscettibilità dei terreni alla liquefazione va affiancata una stima globale dell'incidenza del fenomeno e delle potenziali conseguenze.

Una valutazione approssimata può essere compiuta mediante l'indice del potenziale di liquefazione (LPI), desunto con la metodologia proposta da Iwasaki, (1982): questo indice tiene conto dello spessore degli strati liquefacibili e della loro prossimità alla superficie libera, nonché della distanza dal valore unitario del fattore di sicurezza F_s calcolato.

L'indice LPI è calcolato con la seguente formula

$$LPI = \int_0^{20} (10 - 0,5z) * F_L * dz$$

dove

z è la profondità della misura (in metri dal p.c.)

F è una funzione del fattore di sicurezza (F_s) in funzione della profondità (z)

$$F_L(z) = 1 - F_s(z) \quad \text{per } F_s(z) \leq 1$$

$$F_L(z) = 0 \quad \text{per } F_s(z) > 1$$

L'indice viene valutato generalmente integrando su uno spessore totale di m. 20,0 dal piano campagna (z_0), poiché in letteratura sono rari i fenomeni di liquefazione avvenuti a profondità maggiori.

I valori del LPI possono essere compresi fra un minimo di 0 ed un massimo di 100 in funzione del numero di livelli suscettibili di liquefazione individuati.

Iwasaki ha proposto una valutazione del rischio legato alla liquefazione basata su quattro distinte categorie, come di seguito riportate:

LPI=0	Rischio di liquefazione molto basso
0<LPI≤5	Rischio di liquefazione basso
5<LPI≤15	Rischio di liquefazione alto
LPI≥15	Rischio di liquefazione molto alto

Valori crescenti dell'indice LPI indicano conseguenze potenzialmente più gravi sul terreno in oggetto e sulle strutture con esso interagenti.

8.3.6. Risultati delle verifiche a liquefazione

In base alle metodologie descritte nei paragrafi precedenti, le verifiche numeriche della suscettibilità alla liquefazione (eseguite in condizioni di "free field") sono state effettuate su tutte le verticali di indagine CPTU-1/7 utilizzando i seguenti parametri di input:

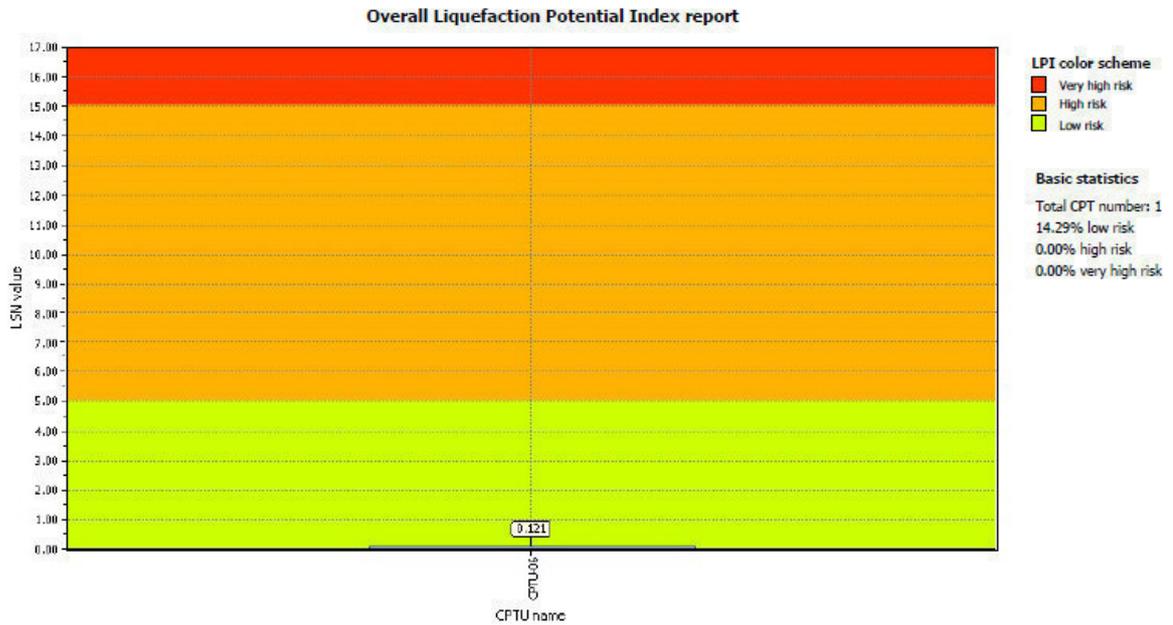
- M_w (Magnitudo) = 5,8 (cfr. capitolo 5)
- P.G.A. = 0,25 g
- Si è ipotizzato che durante il sisma il livello piezometrico si innalzi fino a raggiungere una profondità di soggiacenza pari a m. 5,50 dal p.c.

Le risultanze di tali verifiche hanno evidenziato la presenza di uno strato potenzialmente liquefacibile in caso di sisma ($F_s < 1$) solamente in corrispondenza dell'Unità litologica U6 (costituita da sabbie) sulla verticale di indagine CPTU-6. Per i dettagli dell'elaborazione si rimanda ai grafici riportati nell'Allegato 6 alla presente relazione.

La valutazione del potenziale di liquefazione, condotta secondo la metodologia proposta da (Iwasaki et alii, 1978), ha evidenziato che **i terreni che costituiscono il sottosuolo del sito in oggetto presentano un potenziale di liquefacibilità basso/nullo.**

Prova	LPI	
CPTU-1	0	Nulla
CPTU-2	0	Nulla
CPTU-3	0	Nulla

CPTU-4	0	Nulla
CPTU-5	0	Nulla
CPTU-6	0,121	Basso
CPTU-7	0	Nulla



In ogni caso, si sottolinea che la normativa in materia di costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008, stabilisce al § (§7.11.3.4.3) che *“l’adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista”*. Tali valutazioni dovranno essere effettuate considerando, in particolare, la tipologia di fondazioni, le loro caratteristiche geometriche ed i carichi trasmessi nel sottosuolo.

CONCLUSIONI

La ricostruzione litostratigrafica dei terreni è stata effettuata esclusivamente sulla base delle indagini e valutazioni eseguite per la validazione del modello geologico. Per quanto riguarda il modello geotecnico, il progettista strutturale potrà valutare la necessità di integrare l'indagine con ulteriori analisi e prove certificate.

Sulla base di quanto riscontrato con il presente studio, non sussistono impedimenti di tipo geologico alla realizzazione dell'intervento in progetto, per il quale si esprime giudizio favorevole alla fattibilità.

Se si verificassero localmente delle situazioni litologiche e/o di addensamento dei terreni discordanti da quelle descritte nella presente relazione, occorrerà avvertire lo scrivente che, dopo la valutazione del caso, indicherà gli opportuni interventi.

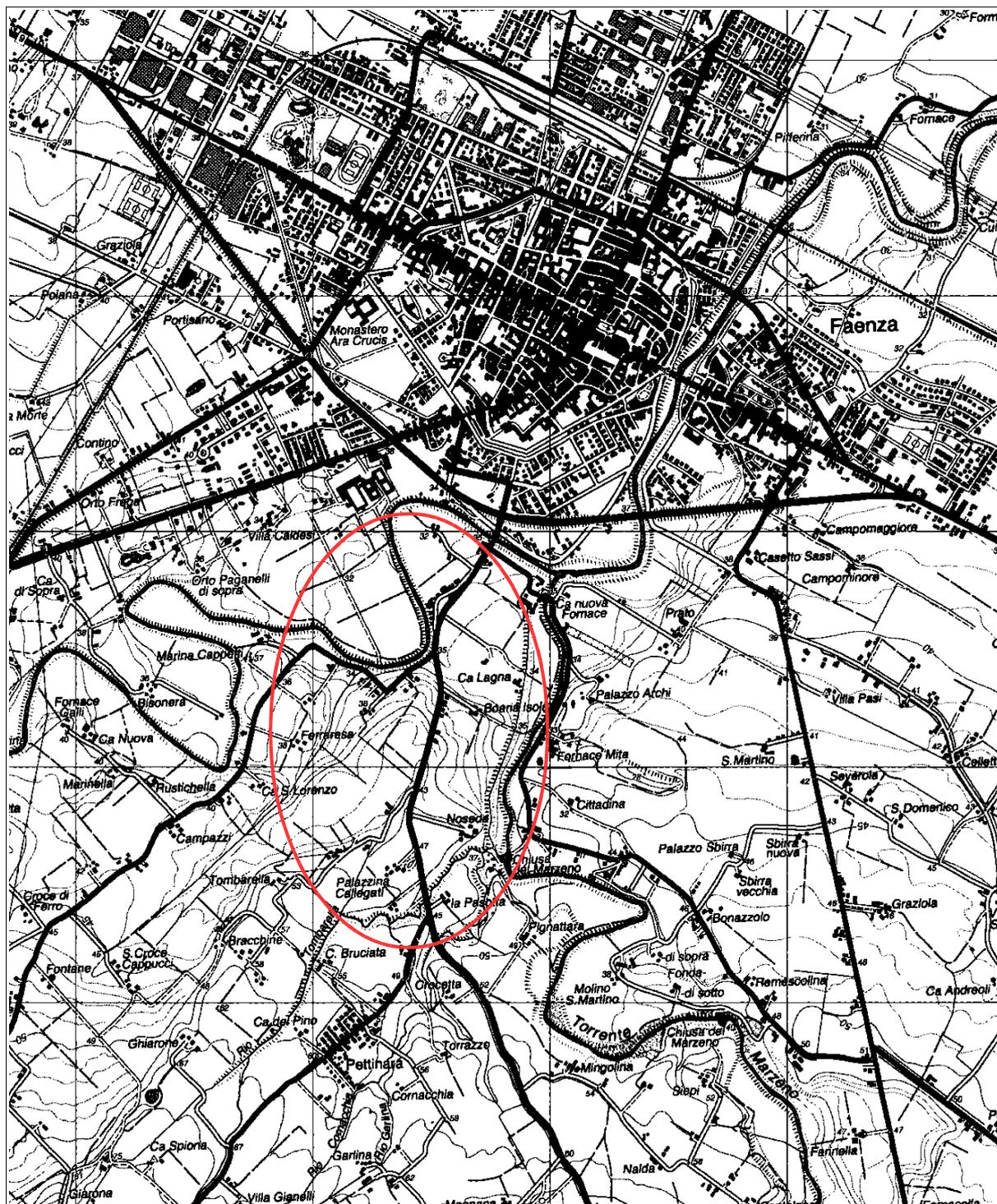
Faenza, giugno 2016

dott. Geol. Alessandro Poggiali
*(sottoscritto digitalmente ai sensi
dell'art. 21 D.Lgs. n. 82/2005 e s.m.i.)*

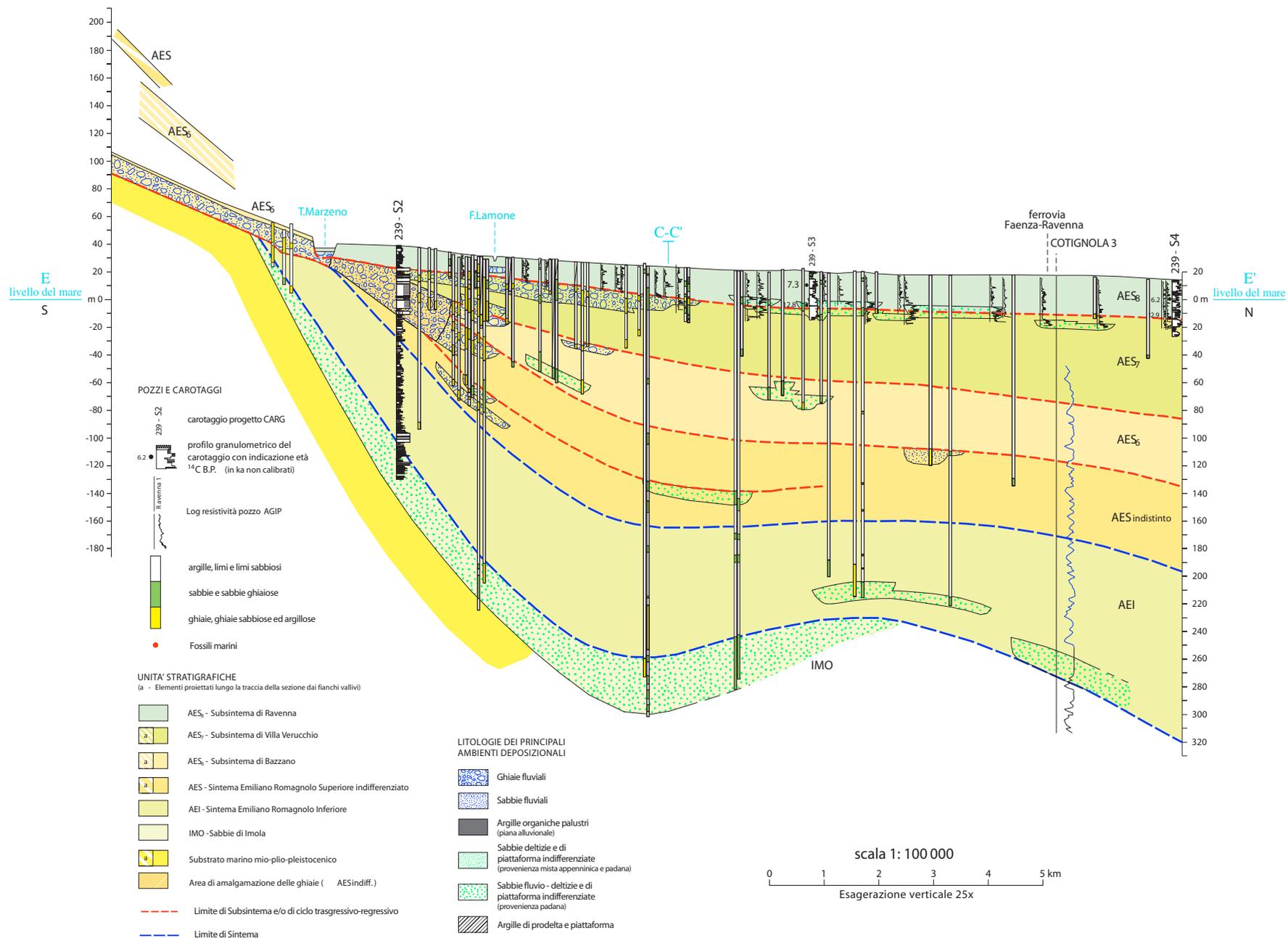
Allegati

- 1. LOCALIZZAZIONE DEL SITO**
- 2. UBICAZIONE DELL'OPERA E CARTA DELLE UNITÀ STRATIGRAFICHE**
- 3. SEZIONE GEOLOGICA DI RIFERIMENTO (sezione n. 063 Banca dati geologici della Regione Emilia-Romagna)**
- 4. ESTRATTO CARTA IDROGEOLOGICA P.R.G. 1996**
- 5. FASCICOLO RISULTATI INDAGINI IN SITO E PROVE DI LABORATORIO**
- 6. SEZIONE GEOLOGICA ZONA PONTE**
- 7. FASCICOLO VERIFICA LIQUEFAZIONE**

LOCALIZZAZIONE DEL SITO – scala 1:25.000



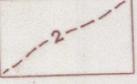
 Area oggetto di studio





Carta idrogeologica
Rilevamento: Dr. Geol. Stefano Marabini - Faenza

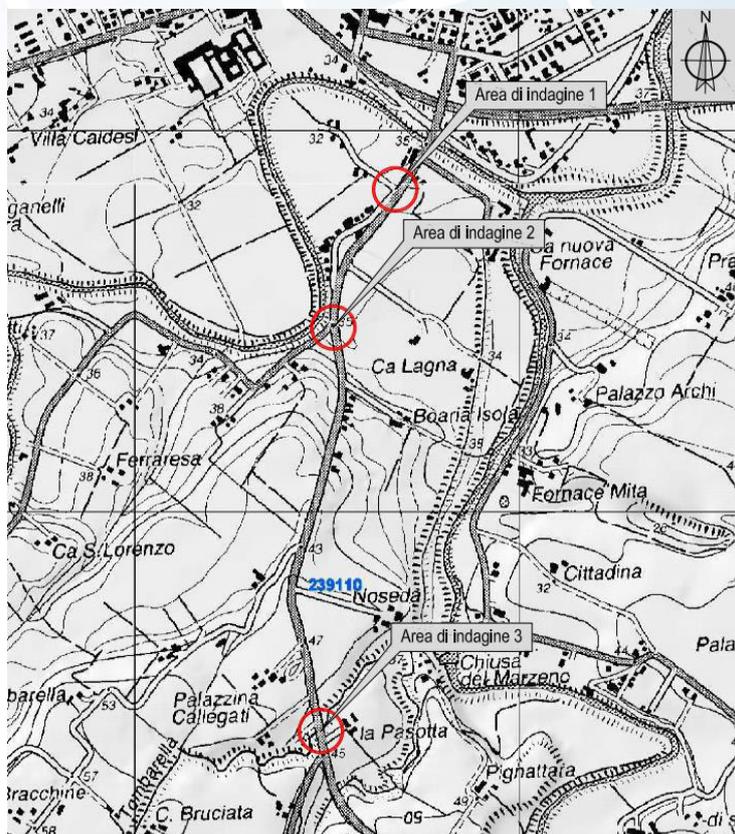
LEGENDA

-  isobate della falda freatica superficiale (profondità minima nel periodo 1990-93)
-  principali aree con falda freatica subaffiorante (profondità inferiore a 1 m)
-  limite esterno dei conoidi di deiezione
-  aree a maggior rischio di inondazione (= aree di fondovalle ex-golenali dei corsi d'acqua principali e aree relativamente depresse della pianura)
-  aree con substrato argilloso (= "argille grigio-azzurre marine") affiorante o in generale poco profondo
-  reticolo idrografico principale

COMUNE DI FAENZA (RA)

INDAGINI GEOGNOSTICHE ESEGUITE A SUPPORTO DELLA
REDAZIONE DELLA RELAZIONE GEOLOGICA IN MERITO AL
PROGETTO DEFINITIVO DELLA PISTA CICLABILE FAENZA-
BORGO TULIERO

RAPPORTO DI INDAGINE



DATA: LUGLIO 2015

COMMITTENTE: COMUNE DI FAENZA

INT. 044.15

GEO-NET SRL www.geo-net.it

Via Grieco 9/B - 40026 Imola

Tel. 0542 628479 - Fax 0542 643370

P.Iva e C.F. 0245371207

INDICE

1 Premessa.....	2
1.1 Prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono (CPTU)	2
1.2 Prova penetrometrica dinamica media (DPM).....	5
1.3 Indagini geofisiche Re.Mi e HVSr	5

ELENCO ALLEGATI:

- ESTRATTO C.T.R. IN SCALA 1:10.000
- UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE
- PROVE PENETROMETRICHE CPTU: TABELLE E GRAFICI
- PROVE PENETROMETRICHE DPM: TABELLE E GRAFICI
- ANALISI E PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO: CERTIFICATI
- RELAZIONE GEOFISICA

REPORT DI INDAGINE

1 Premessa

Il presente documento compendia le risultanze di una campagna di indagini svolta in corrispondenza di alcune aree interessate dal progetto di realizzazione di una nuova pista ciclabile in adiacenza alla SP16 “via Marzeno”, in Comune di Faenza (RA).

La succitata campagna di indagini, realizzata su richiesta del Comune di Faenza, si è articolata nell'esecuzione di:

- n.7 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU);
- n.2 prove penetrometriche dinamiche medie (DPM);
- n.2 indagini geofisiche condotte con metodologia integrata Re.Mi-HVSR;

In allegato, si riportano stralci planimetrici che recano la posizione delle indagini sopra citate, nonché un estratto della Carta Tecnica Regionale (in scala 1:10.000) che individua le aree indagate.

1.1 Prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono (CPTU)

L'esecuzione di una prova penetrometrica statica con piezocono/punta elettrica (CPTU e CPTe) rappresenta una significativa evoluzione rispetto ad una prova con punta meccanica (CPT), poiché consente di ottenere informazioni in maggior numero, più dettagliate ed attendibili. Possono essere monitorati, per intervalli di 1 cm d'avanzamento (anziché ogni 20 cm come nella prova CPT), i parametri seguenti:

- Q_c/q_t (resistenza di punta),
- f_s (attrito laterale),
- U (pressione idrostatica nei pori),
- inclinazione della batteria di aste su due assi a 90° ,
- velocità d'avanzamento, temperatura

Un termometro misura la temperatura degli elementi sottoposti a sforzo e permette, per mezzo d'algoritmi di calcolo, la compensazione termica delle grandezze in misura.

Il sistema impiegato si compone di alcuni dispositivi fondamentali e di accessori:

- Centralina di interfaccia con computer portatile con registrazione, in una memoria interna.
- Punta elettrica / piezocono per la misura dei parametri Q_c , F_s , pressione neutra, inclinazione
- Sistema di sincronizzazione tra l'avanzamento della punta e il sistema d'acquisizione dati
- Interruttore di comando

La prova con punta elettrica (CPTe) è più precisa e sofisticata della prova con punta meccanica (CPT). I vantaggi rispetto alla prova statica con punta meccanica sono:

1. Precisione e linearità della lettura: la maggiore sensibilità della misura (0.01 Mpa) è caratteristica fondamentale nel rilievo dei valori di resistenza di materiali molto soffici (torbe, sabbie o limi molto sciolti, ecc.). La linearità garantisce che i valori letti siano affidabili in tutto il "range" di misura dello strumento. La linearità della strumentazione è garantita dall'elettronica, mentre nella prova meccanica sono probabili starature nei valori estremi (in particolare i valori bassi, di grande importanza geotecnica).

2. Utilizzando il piezocono (CPTU), ovvero una particolare punta elettrica munita di un filtro poroso situato alla base del cono, è possibile misurare, durante la penetrazione, anche il valore della pressione interstiziale (U). Il rilievo dei valori di sovrappressione permette di ottenere una classificazione del terreno molto più accurata rispetto ad altre prove.

3. Interrompendo l'infissione in strati argillosi e graficando l'andamento della sovrappressione in funzione del tempo si ottiene la cosiddetta "curva di dissipazione" della pressione, il cui esame dà utili indicazioni sui parametri di compressibilità e di permeabilità dei terreni coesivi (argille, limi).

Di seguito si riporta una tabella sintetica relativa alle profondità massime raggiunte dalle prove effettuate.

PROVA	MAX. PROFONDITÀ RAGGIUNTA DAL P.C.
CPTU-1	3,6 m.
CPTU-2	2,8 m.
CPTU-3	3,8 m.
CPTU-4	3,4 m.
CPTU-5	4,4 m.
CPTU-6	12,4 m.
CPTU-7	5,2 m.

Nell'ambito dell'esecuzione delle penetrometrie sono state condotte rilevazioni volte a determinare la presenza di una falda idrica nel sottosuolo del sito in oggetto: tale falda è stata rinvenuta unicamente in corrispondenza della verticale di indagine CPTU-6, ad una profondità di m. 8,2 dal piano campagna locale.

In adiacenza alle verticali di indagine CPTU-6 e CPTU-7 sono stati inoltre prelevati **due campioni indisturbati di terreno** (denominati CPTU-6/C1 e CPTU-7/C2, rispettivamente), per mezzo di fustelle tipo Shelby: entrambi i campioni sono stati prelevati dall'intervallo compreso tra m. 2,0-2,5 di profondità dal piano campagna locale, e sono stati sottoposti a specifiche prove di laboratorio.

ID CAMPIONE	Prof. (m p.c.)	Limiti di Atterberg	Granulometria	Prova di taglio diretto CD
CPTU-6/C1	2,0-2,5	X	X	X
CPTU-7/C2	2,0-2,5	X	X	X

Su ciascuno di tali campioni è stata condotta una **prova di taglio diretto in scatola di Casagrande in condizioni consolidate drenate (CD)**, al fine di stimare i valori della coesione efficace (c') e dell'angolo di attrito efficace del materiale (ϕ').

Per l'esecuzione della prova di taglio diretto vengono impiegati almeno tre provini. La prova è suddivisa in una fase di consolidazione e in una di deformazione a rottura. Ciascun provino viene alloggiato nella scatola di Casagrande e sottoposto a consolidazione, mediante l'applicazione per step di carico, calcolati sulla base della tensione geostatica in sito (σ_n). Terminata la fase di consolidazione, mantenendo il carico assiale costante, il provino viene portato a rottura a velocità costante, mediante uno spostamento della parte inferiore della scatola ad opera del motore azionato dalla macchina di taglio. Durante la fase di rottura, ad ogni spostamento della parte inferiore della scatola, corrisponderà un aumento del carico, registrato da un anello dinamometrico. Si potrà in questo modo determinare la forza che agisce sul piano orizzontale rispetto allo spostamento fino al punto di rottura del provino. I dati graficati (visibili in allegato) determinano l'inviluppo a rottura dei provini da cui è possibile ricavare l'angolo di attrito interno ϕ' (coefficiente angolare della retta di interpolazione) e la coesione c' (intercetta sull'asse delle ordinate).

Ciascun campione è stato inoltre sottoposto ad analisi granulometriche condotte mediante setacciatura e sedimentazione.

Di seguito si riporta un elenco delle specifiche analisi fisiche e delle prove geotecniche di laboratorio effettuate su ciascun campione di terreno prelevato e i relativi risultati sintetici. Per i dettagli si rimanda direttamente ai certificati di laboratorio allegati alla presente relazione.

ID CAMPIONE	Limite Liquido (%)	Limite Plastico (%)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Granulometria			
					Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)
CPTU-6/C1	N.D.	N.P.	-	32,99	4,04	27,42	64,91	3,63
CPTU-7/C2	N.D.	N.P.	8,08	31,40	0,81	39,60	56,40	3,18

1.2 Prova penetrometrica dinamica media (DPM)

Le indagini sono state eseguite con penetrometro dinamico medio da 30 daN di peso di maglio, cadente da un'altezza di cm. 20, con aste di kg 2,5.

I dati, rappresentati come numero di colpi necessari per determinare un avanzamento delle aste nel terreno di cm. 10, vengono riportati in allegato. Le quote dei grafici sono riferite al piano di campagna attuale e l'ubicazione delle prove viene riportata nella planimetria allegata.

Dalla resistenza alla punta riscontrata nelle prove, applicando la nota "formula degli Olandesi":

$$Q_d = (M^2 \cdot H) / [e \cdot (P+M) \cdot A]$$

dove: M = massa del maglio;

H = altezza di caduta del maglio;

P = peso delle aste;

e = penetr. della punta per un colpo di maglio cadente da altezza H;

A = sezione della punta (cmq. 10).

Si ottiene la resistenza dinamica in daN/cmq. Applicando un coefficiente di sicurezza pari a 15/20 si ottiene il carico ammissibile per il terreno indagato, i cui valori sono riportati nelle tabelle seguenti unitamente ai principali parametri geotecnici stimati.

Le prove sono state spinte fino a profondità comprese tra m. 2,6-2,7 dal piano campagna locale: in ciascun caso, le prove sono state arrestate al raggiungimento delle condizioni di rifiuto meccanico all'ulteriore avanzamento della punta.

1.3 Indagini geofisiche Re.Mi e HVSR

Nell'ambito della campagna di indagini fin qui descritta, sono state realizzate **due indagini geofisiche**, ciascuna delle quali articolatasi nell'esecuzione di una prova in array, condotta con metodologia Re.Mi, e di una indagine tomografica condotta con metodologia HVSR a stazione singola.

Per mezzo della tecnica Re.Mi (REfraction Microtremor) è possibile ottenere una stima del profilo di velocità delle onde di taglio (Vs), desunta dallo studio delle onde superficiali che comunemente dominano una porzione considerevole dei sismogrammi nelle indagini sismiche (sia per ampiezza relativa che per durata del segnale).

In particolare, dal campo d'onda misurato in campagna, viene derivata una curva di dispersione sperimentale *velocità di fase – frequenza* ($c_f - f$), la cui forma è associata alle proprietà meccaniche del terreno da indagare. Tale curva si può ottenere seguendo differenti metodologie di elaborazione del campo

d'onda; nel presente studio è applicata un procedimento che prevede una trasformata *tempo di ritardo* – *slowness* (τ - p) e una trasformata di Fourier dal dominio τ a quello della frequenza. Il risultato è una nuova rappresentazione del campo d'onda dal dominio spazio-tempo a quello frequenza-*slowness* o frequenza-velocità di fase (la *slowness* è infatti il reciproco della velocità).

Allo scopo di ottenere i dati viene predisposto uno stendimento di geofoni verticali da 4,5 Hz, disposti ad una distanza di m. 2,0-3,0 l'uno dall'altro: i geofoni sono collegati tra loro e ad un sismografo marca MICROMED modello SoilSpy Rosina a 24 canali (matricola SAA----0027/4-12), a sua volta connesso ad un pc *netbook*.

Come fonte di eccitazione sono stati invece impiegati i microtremori ambientali rilevati nel corso della prova stessa.

Si è inoltre proceduto all'esecuzione di indagini con metodologia HVSR a stazione singola.

Tali prove sono state realizzate installando, in posizione attigua a ciascuno stendimento Re.Mi, un tromografo digitale "Tromino ENGY".

Questo strumento dispone di tre sensori sismometrici, ciascuno associato a un canale velocimetrico (N-S, E-W e Up-Down), atti a registrare il microtremore sismico ambientale in corrispondenza dell'intervallo di frequenza compreso tra 0,1 e 1.024 Hz.

Il microtremore sismico (altrimenti definito "rumore sismico di fondo") è presente ovunque sulla crosta terrestre, ed è generato da fenomeni quali i moti oceanici, i fenomeni atmosferici, a cui possono contribuire fonti locali derivanti da attività antropiche. Inoltre, i microtremori possono essere in parte costituiti da onde di volume, quali onde P, S e superficiali: le onde superficiali esprimono velocità prossime a quelle delle onde S (Lachet e Bard, 1994) il che ne fa un utile strumento per la determinazione delle velocità di queste ultime.

La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) si basa sull'analisi dei rapporti tra le componenti orizzontali e la componente verticale del moto (H/V): numerosi studi (Lachet and Bard, 1994; Lermo and Chavez-Garcia, 1994; Ibs-von Seht and Wohlenberg, 1999) hanno evidenziato come questi rapporti forniscano stime affidabili delle frequenze proprie di risonanza del sottosuolo, perlomeno in presenza di un modello semplice e unidimensionale del sottosuolo stesso, con uno strato "soffice" posto al di sopra di uno strato rigido ("bedrock" o "bedrock-like"). In presenza di simili circostanze si può osservare come un'onda che viaggia attraverso lo strato "soffice", venga parzialmente riflessa dall'interfaccia con il bedrock: l'onda riflessa interferisce con i treni d'onda incidenti, sommandosi e raggiungendo la massima ampiezza quando la lunghezza dell'onda incidente stessa è pari a 4 volte lo spessore dello strato interessato (H). Di conseguenza:

$$f = Vs/4H$$

dove V_s è la velocità delle onde S all'interno dello strato di spessore H, la cui frequenza di risonanza propria è pari a (f).

Per quanto le condizioni reali siano di rado così lineari (in quanto spesso ci si trova in presenza di più strati, di una topografia articolata o di disturbi di vario genere), l'analisi della curva descritta dall'andamento del rapporto $H/V(f)$ consente di risalire alle informazioni relative alle frequenze di risonanza proprie degli strati del sottosuolo e, di conseguenza, al loro spessore.

E' quindi possibile derivare dalla curva H/V un profilo del sottosuolo, in termini di frequenze proprie e di spessori degli strati attraversati, mettendo a confronto la curva sperimentale con una curva "sintetica", in presenza di adeguati "vincoli" ottenuti da prove geognostiche dirette o da altre indagini geofisiche. (Fäh et al., 2001; Mulargia, et al., 2007).

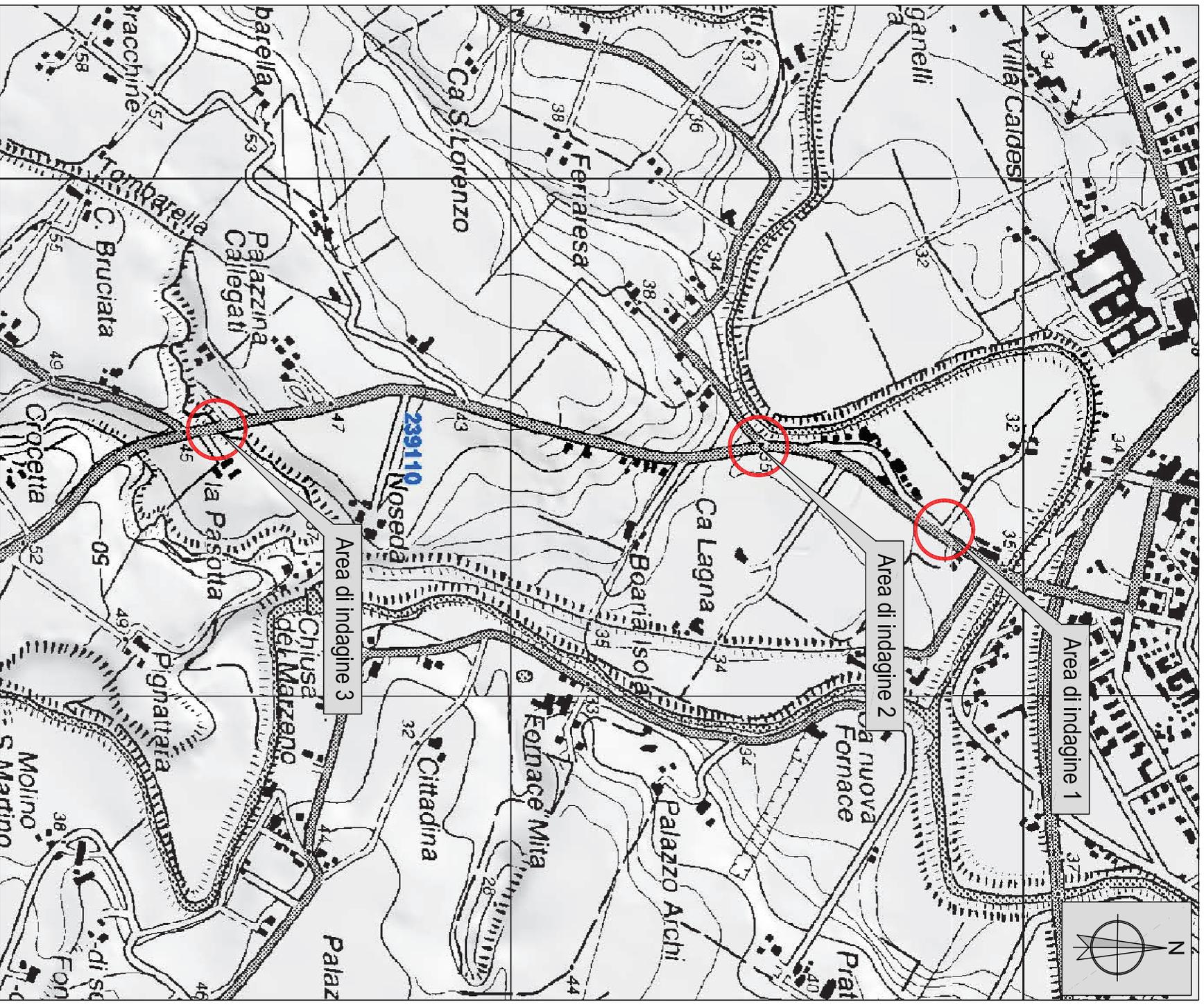
Una volta effettuato tale confronto è possibile effettuare una stima indicativa del valore del parametro V_{s30} .

Sul piano esecutivo, l'indagine tomografica richiede la collocazione dello strumento sul terreno, avendo cura di posizionarlo orizzontalmente (mediante apposita bolla) e di renderlo solidale al suolo tramite appositi "piedi" d'appoggio: la procedura di acquisizione del "rumore" sismico richiede tempi di registrazione di circa 20 minuti, e viene eseguita ad una frequenza di campionamento di 128 Hz. L'elaborazione dei dati registrati avviene per mezzo del software Grilla® (Micromed S.p.A.), opportunamente settato (i parametri del setting sono riportati nell'apposito report, allegato alla presente relazione).

Nell'ambito dell'approccio "misto", la tecnica in array ha consentito di stimare le velocità dello strato superficiale: i dati così ottenuti sono stati successivamente utilizzati per vincolare il fit della curva H/V ottenuta dalle indagini HVSR, permettendo di ottenere profili di velocità fino a profondità maggiori rispetto a quanto ottenibile con un approccio singolo.

Per quanto riguarda i dettagli dei risultati così ottenuti si rimanda alla specifica relazione allegata al presente documento.

ESTRATTO C.T.R. - scala 1:10.000

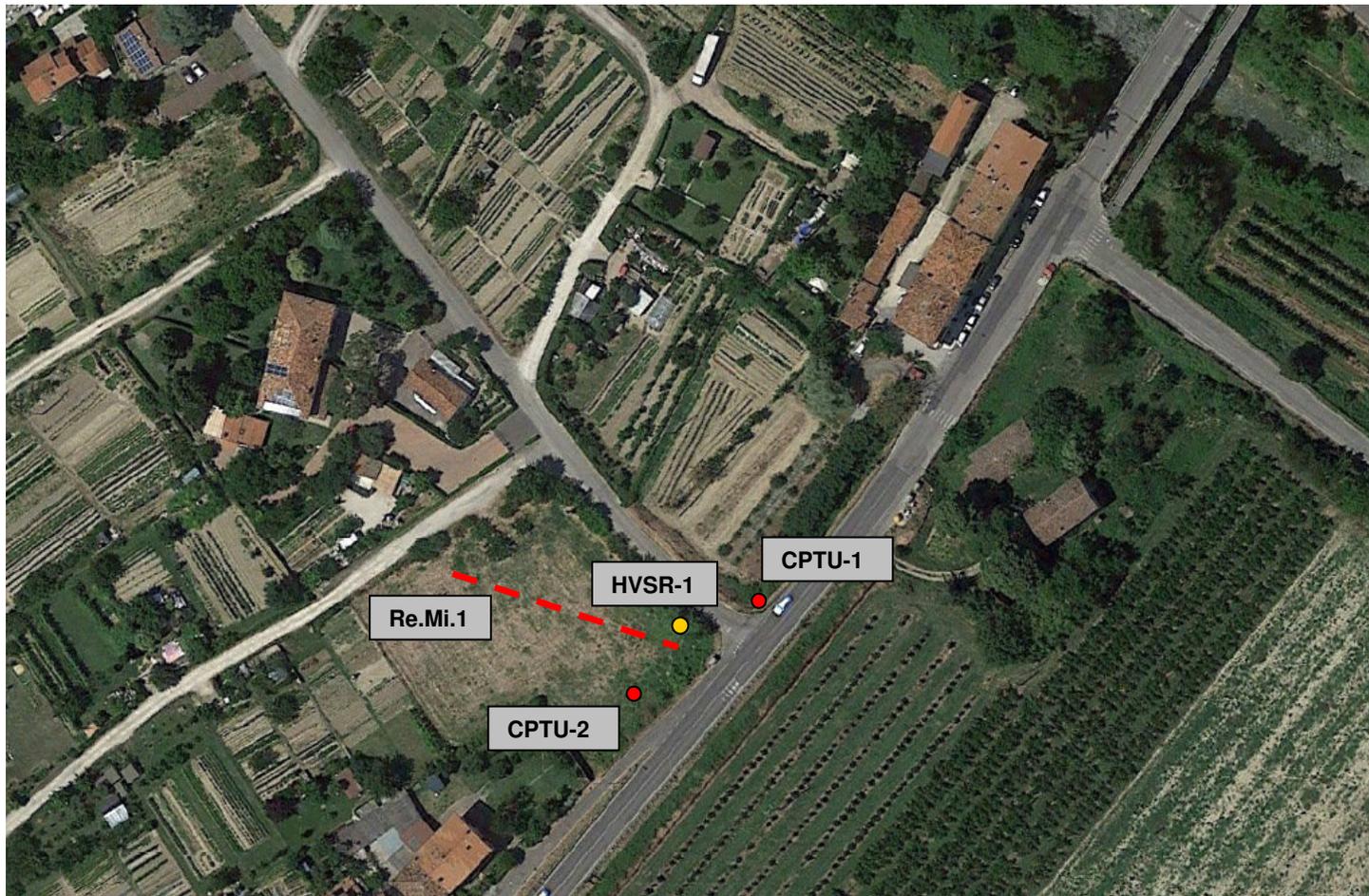


* fonte: Carta Geologica d'Italia: Progetto CARG - Regione Emilia-Romagna

GEO-NET s.r.l.
Via Grieco 9/b - 40026 Imola (BO)
Tel.: 0542 628479 Fax: 0542 643370
E-mail: info@geo-net.it web: www.geo-net.it



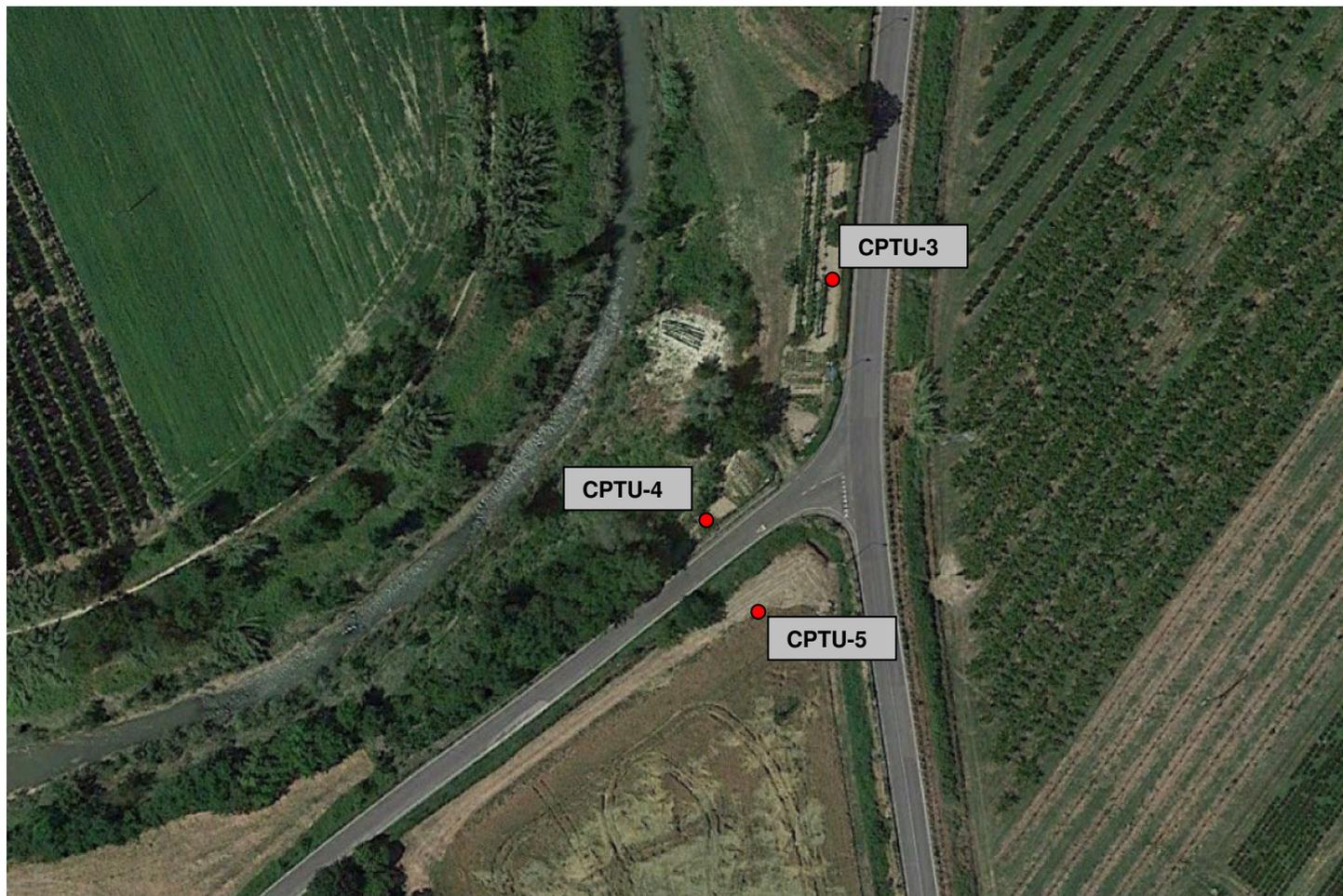
UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE – AREA DI INDAGINE 1



LEGENDA

- CPTU: prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono
- - - - - Re.Mi: (traccia dello stendimento)

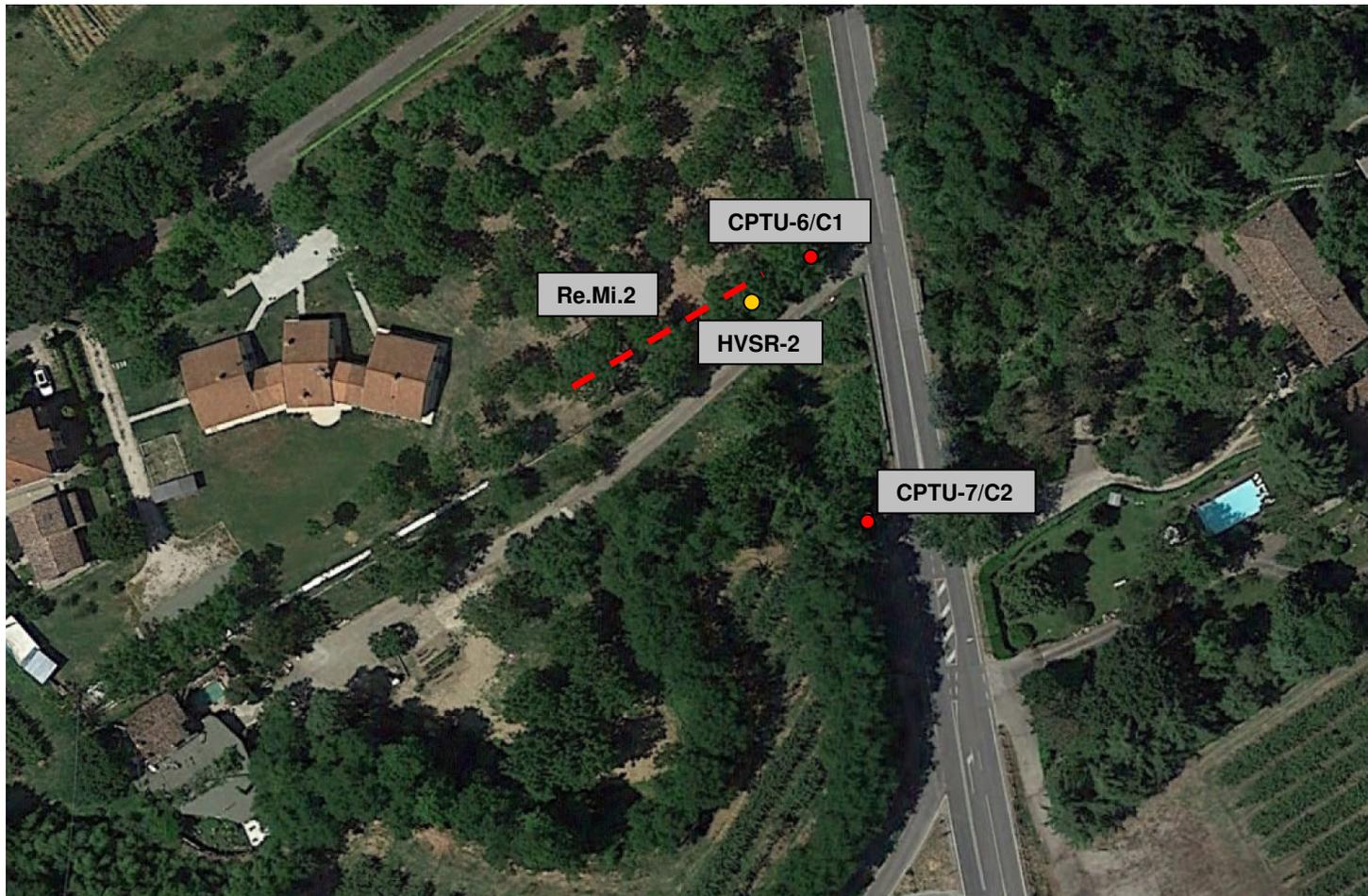
UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE – AREA DI INDAGINE 2



LEGENDA

- CPTU: prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono
- Re.Mi: (traccia dello stendimento)

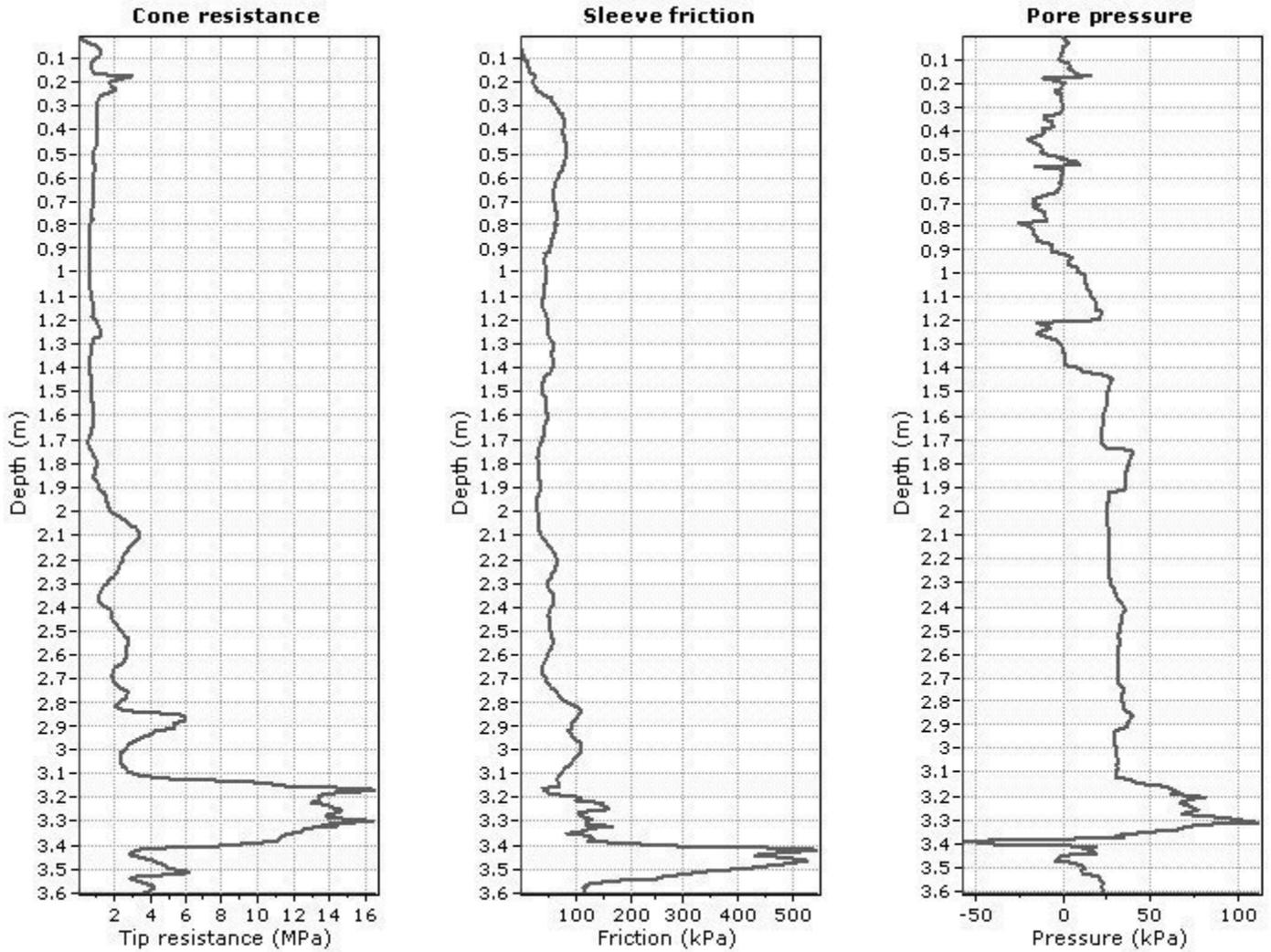
UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE – AREA DI INDAGINE 3



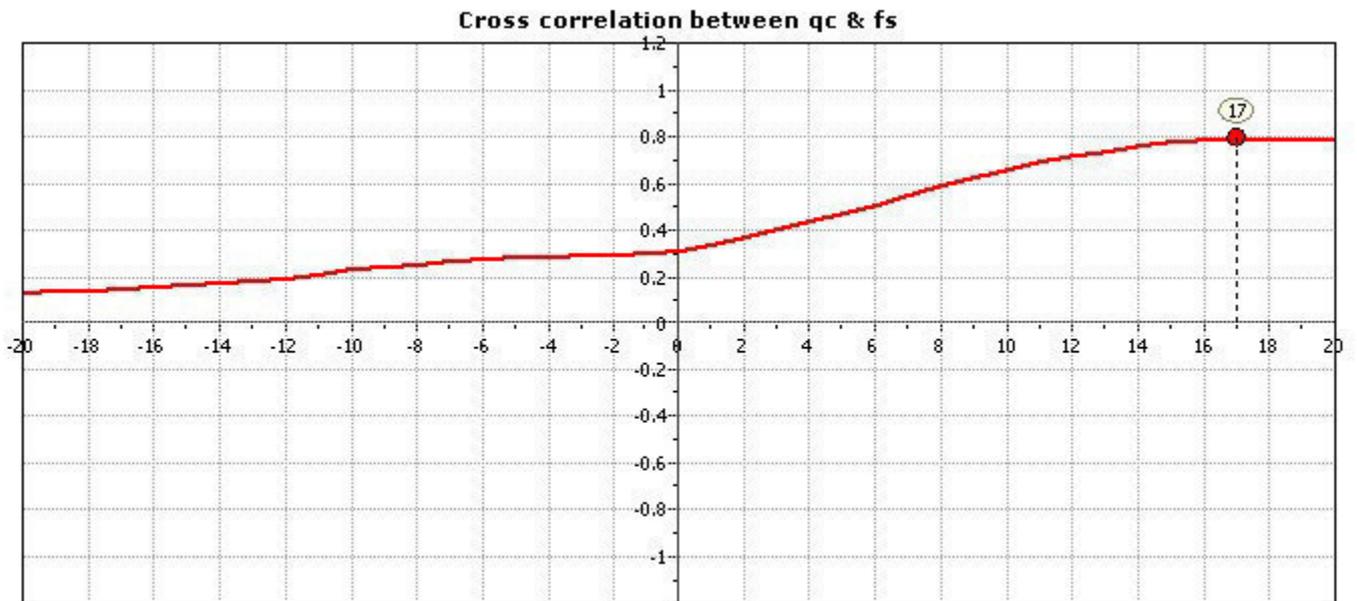
LEGENDA

- CPTU: prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono
- - - - - Re.Mi: (traccia dello stendimento)

Project: Comune di Faenza - Nuova pista ciclabile
Location: SP 16 "Marzeno" - Faenza (RA)



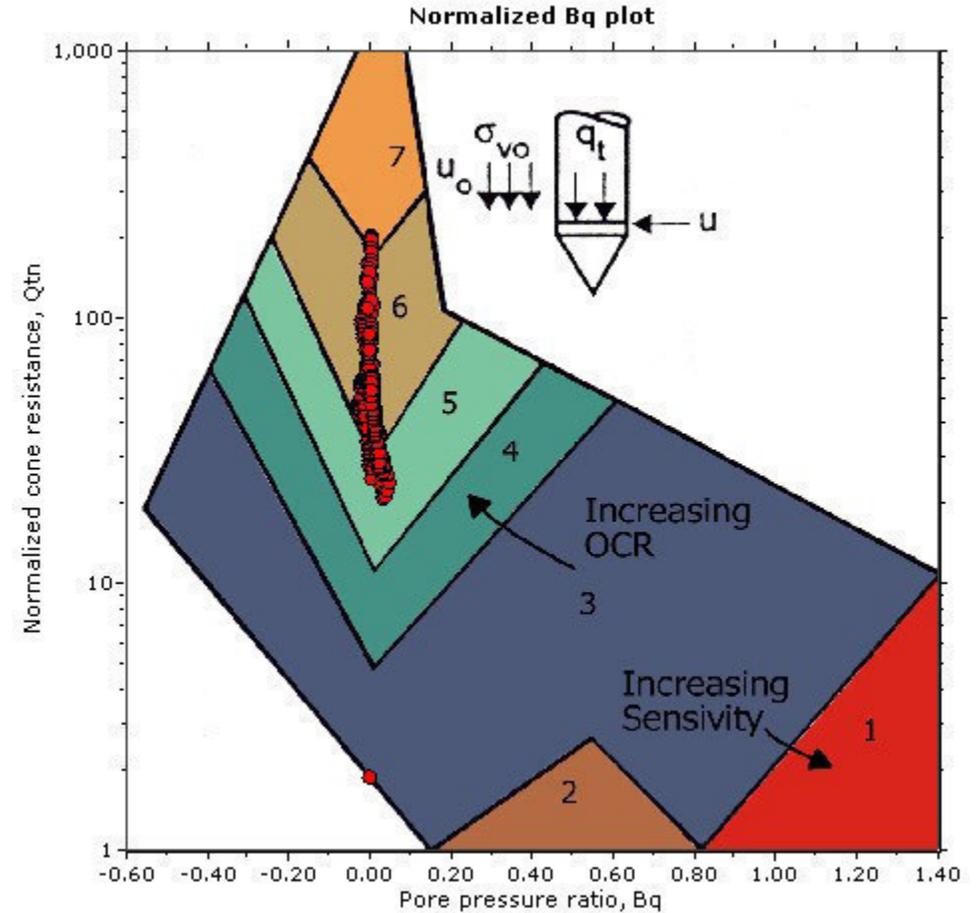
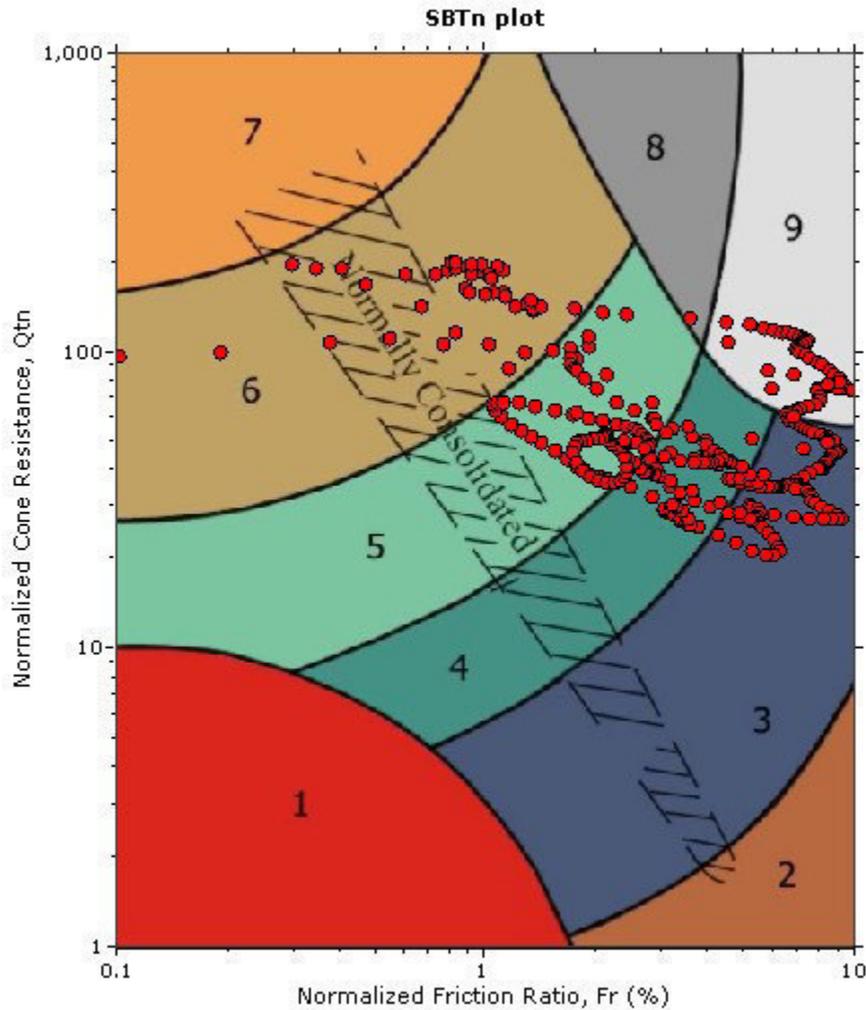
The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw qc and fs values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).



Project: Comune di Faenza - Nuova pista ciclabile

Location: SP 16 "Marzeno" - Faenza (RA)

SBT - Bq plots (normalized)

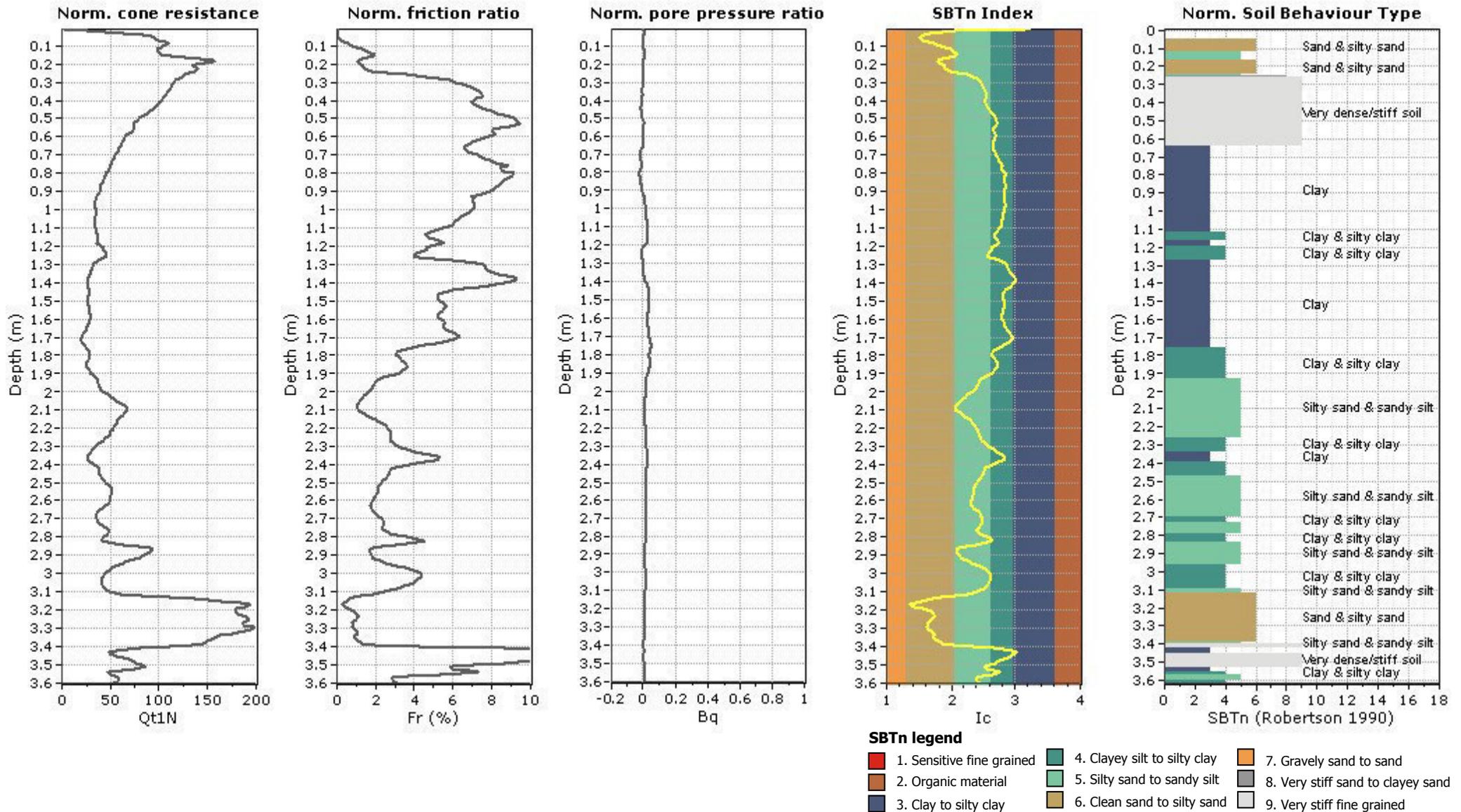


SBTn legend

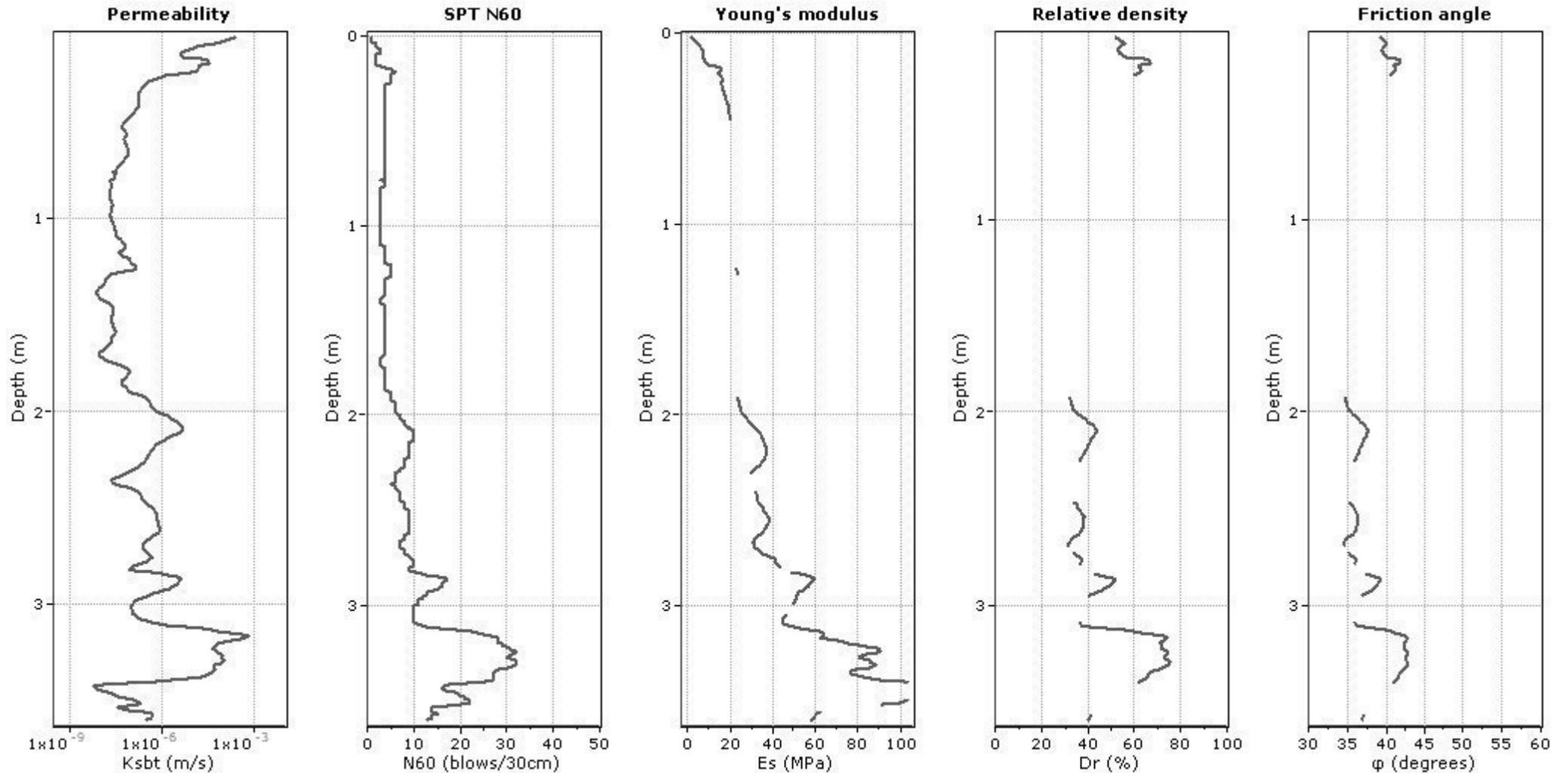
- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravely sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty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

Project: Comune di Faenza - Nuova pista ciclabile

Location: SP 16 "Marzeno" - Faenza (RA)



Project: Comune di Faenza - Nuova pista ciclabile
Location: SP 16 "Marzeno" - Faenza (RA)



Calculation parameters

Permeability: Based on SBT_n

SPT N₆₀: Based on I_c and q_t

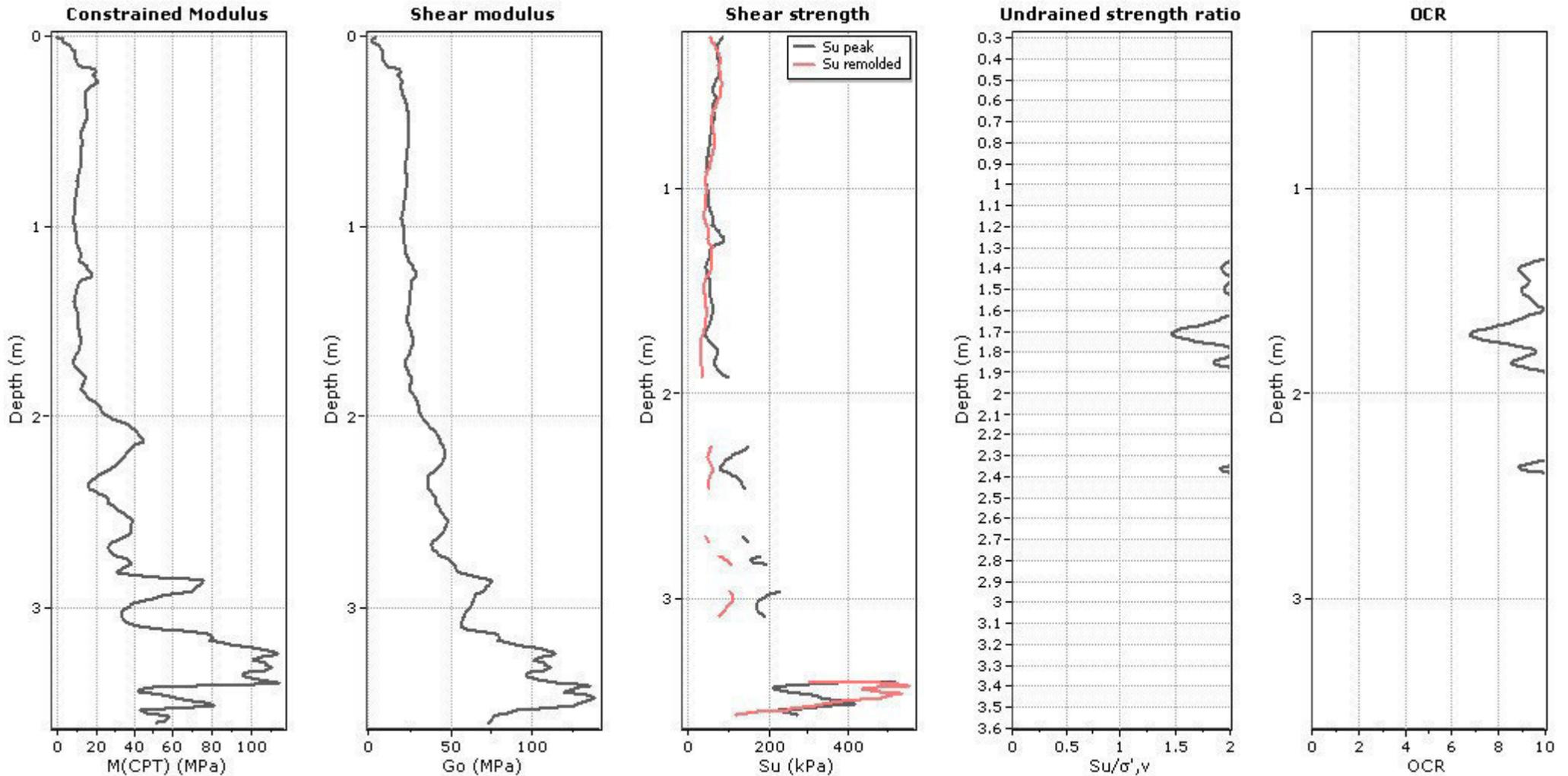
Young's modulus: Based on variable alpha using I_c (Robertson, 2009)

Relative density constant, C_D: 350.0

Phi: Based on Kulhawy & Mayne (1990)

● — User defined estimation data

Project: Comune di Faenza - Nuova pista ciclabile
Location: SP 16 "Marzeno" - Faenza (RA)



Calculation parameters

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

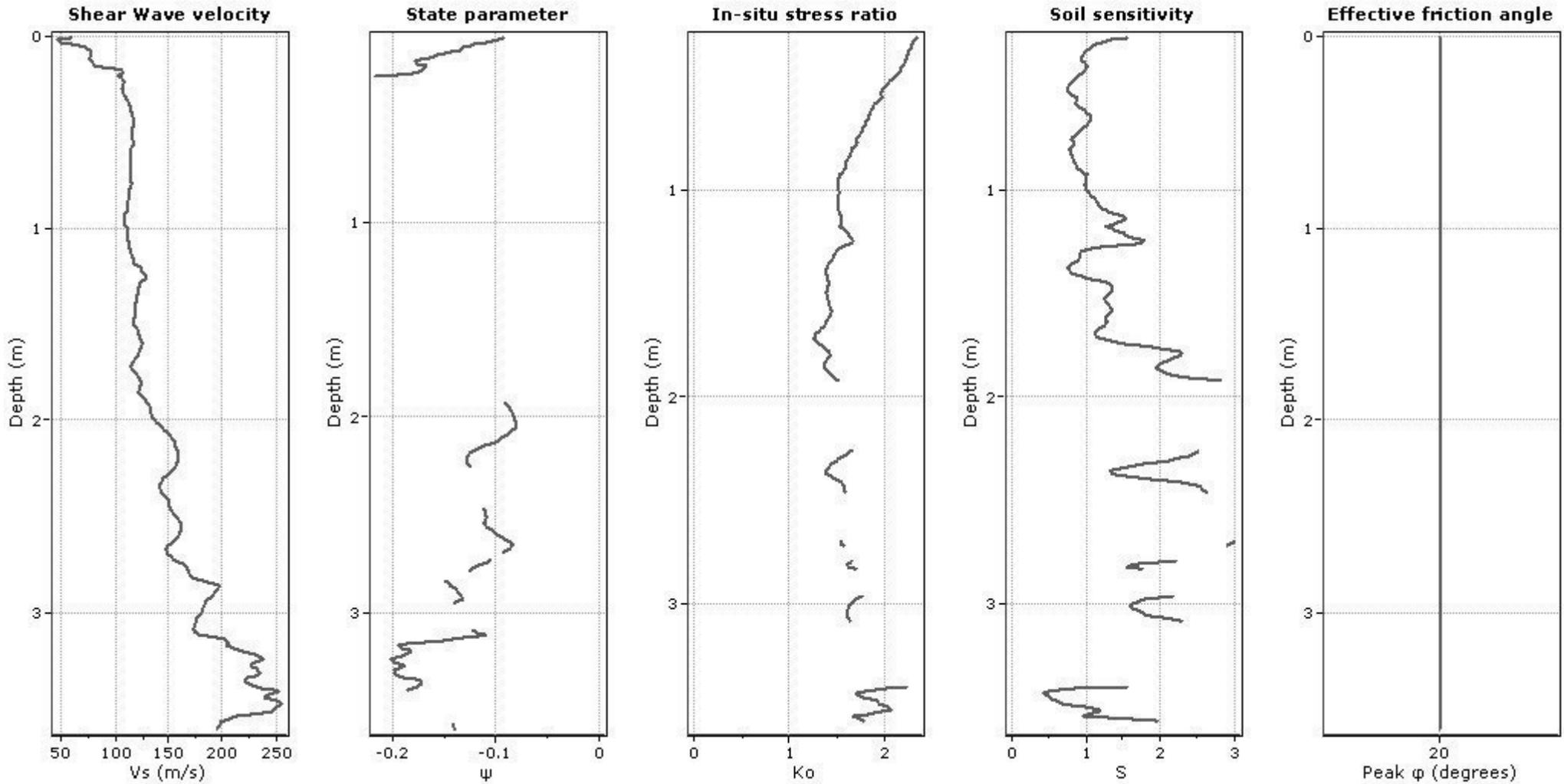
Go: Based on variable *alpha* using I_c (Robertson, 2009)

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

OCR factor for clays, N_{kt} : 0.33

● — User defined estimation data

Project: Comune di Faenza - Nuova pista ciclabile
Location: SP 16 "Marzeno" - Faenza (RA)

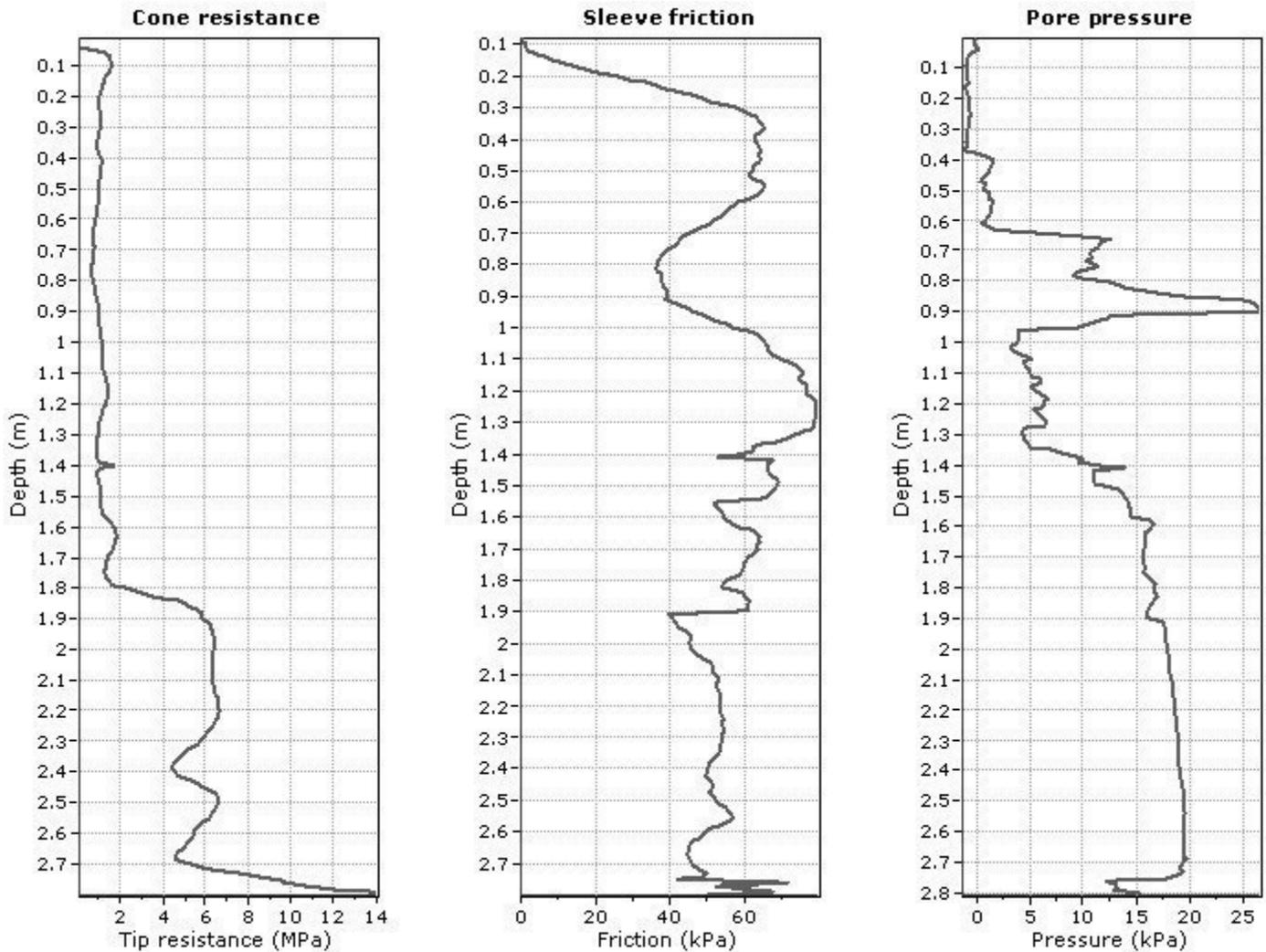


Calculation parameters

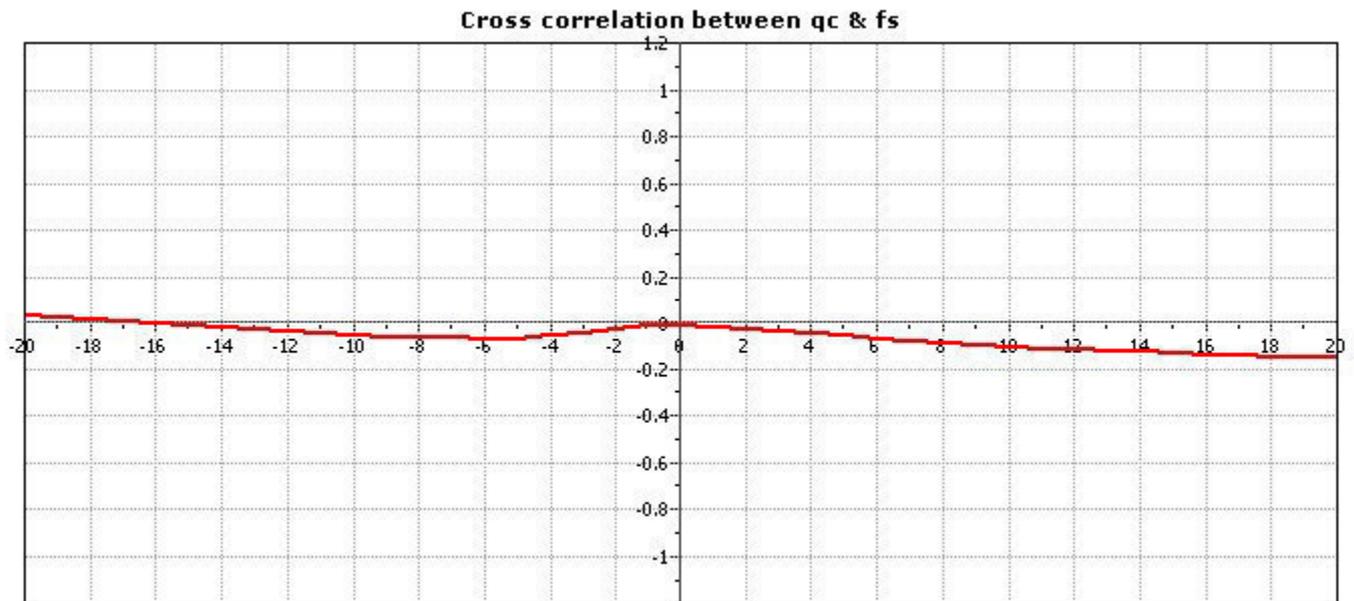
Soil Sensitivity factor, N_s : 7.00

● User defined estimation data

Project: Comune di Faenza - Nuova pista ciclabile
Location: SP 16 "Marzeno" - Faenza (RA)



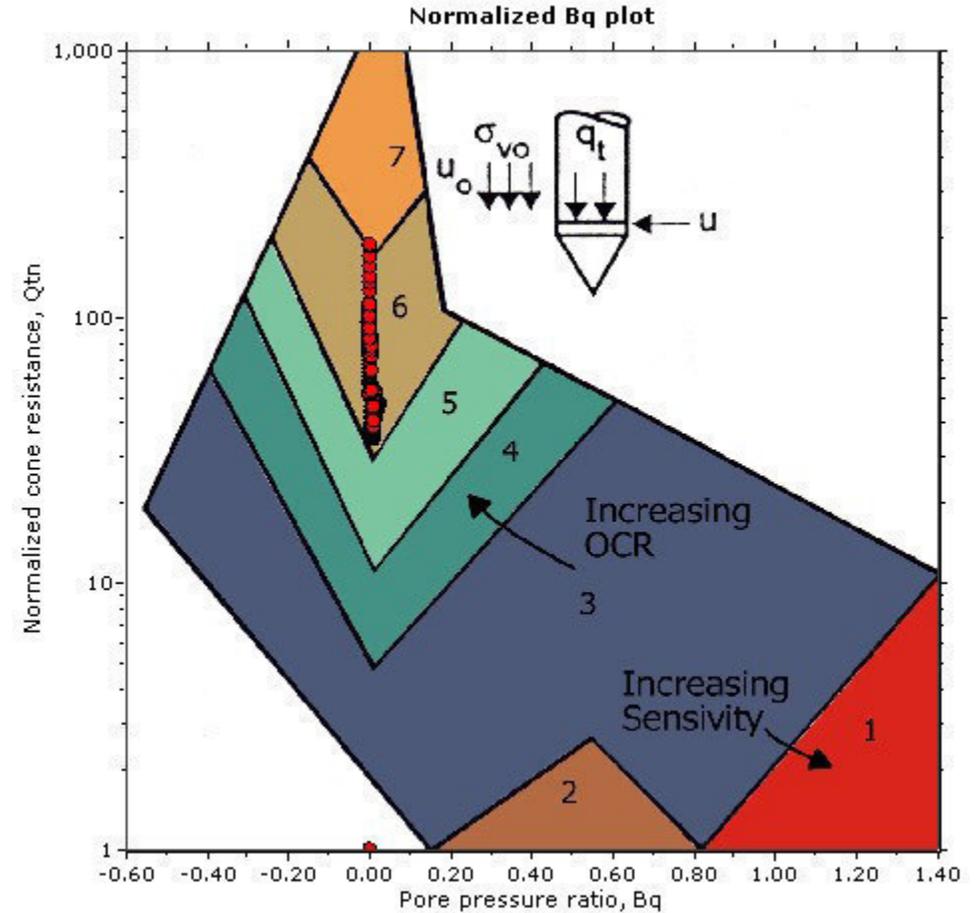
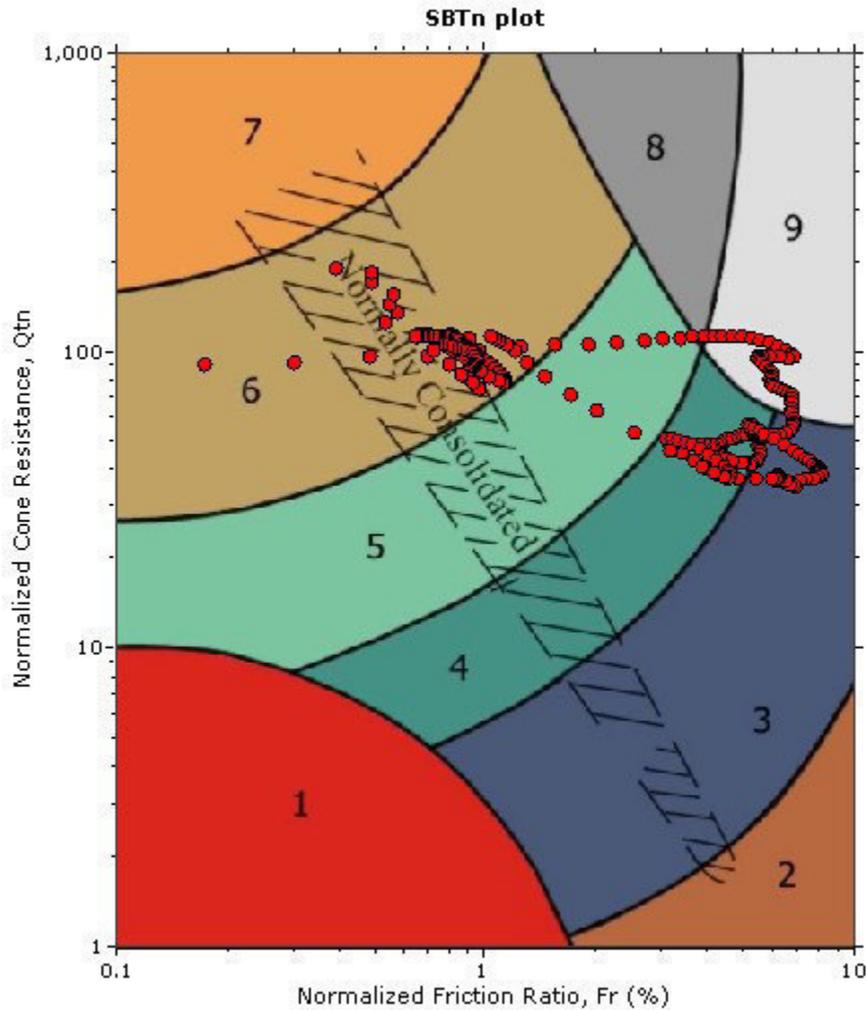
The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw qc and fs values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).



Project: Comune di Faenza - Nuova pista ciclabile

Location: SP 16 "Marzeno" - Faenza (RA)

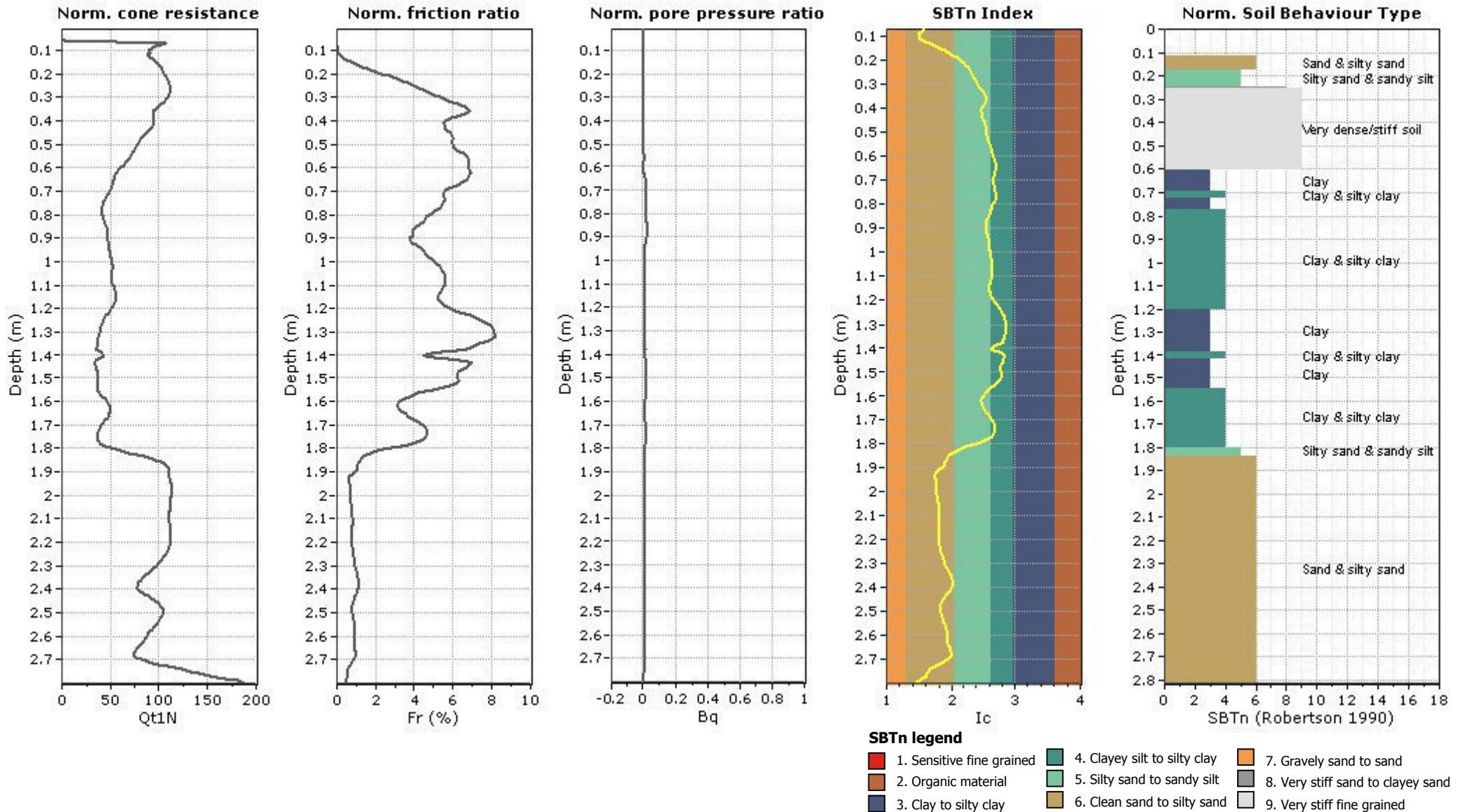
SBT - Bq plots (normalized)



SBTn legend

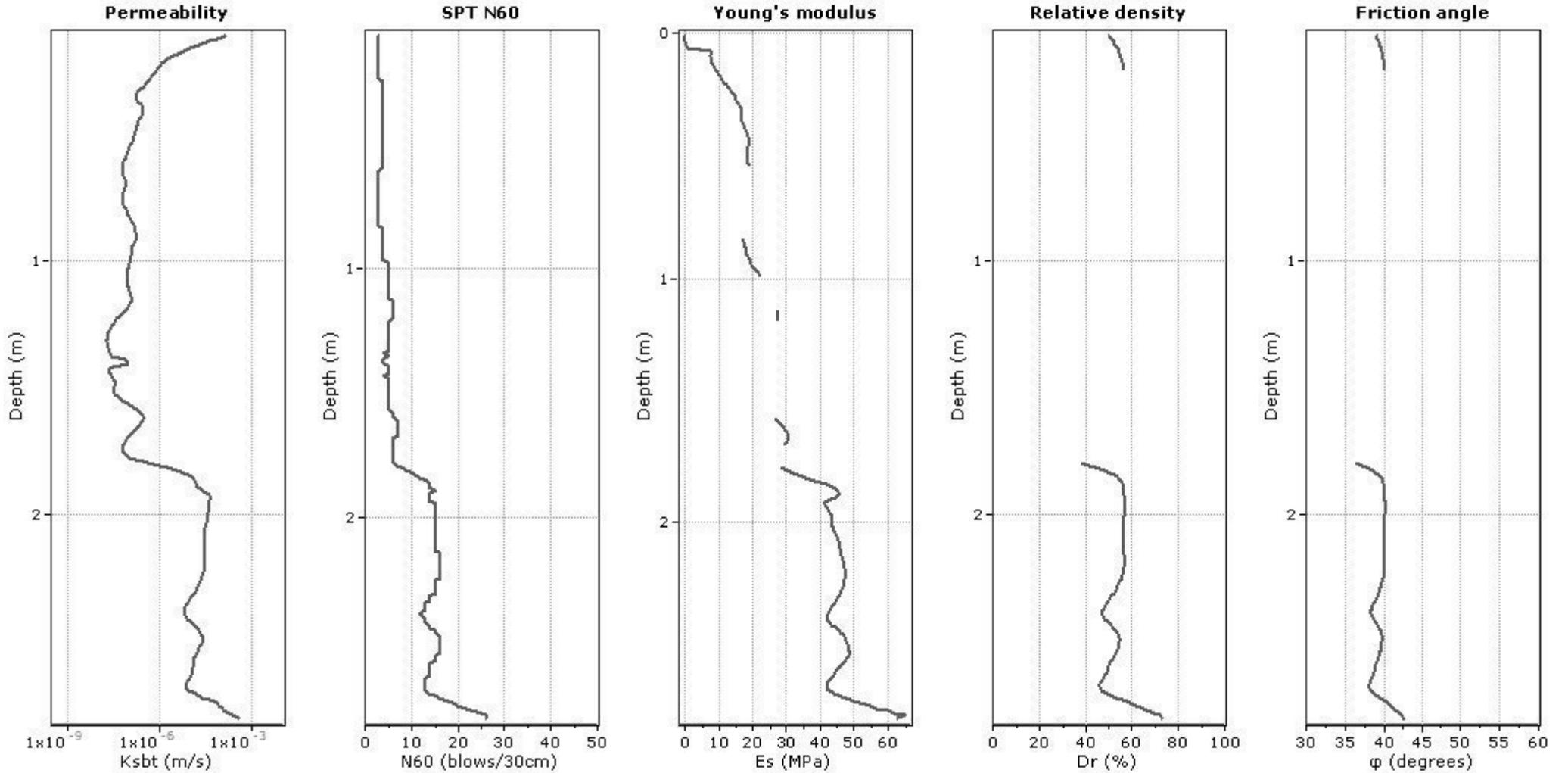
- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravely sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty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

Project: Comune di Faenza - Nuova pista ciclabile
Location: SP 16 "Marzeno" - Faenza (RA)



Project: Comune di Faenza - Nuova pista ciclabile

Location: SP 16 "Marzeno" - Faenza (RA)



Calculation parameters

Permeability: Based on SBT_n

SPT N_{60} : Based on I_c and q_t

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

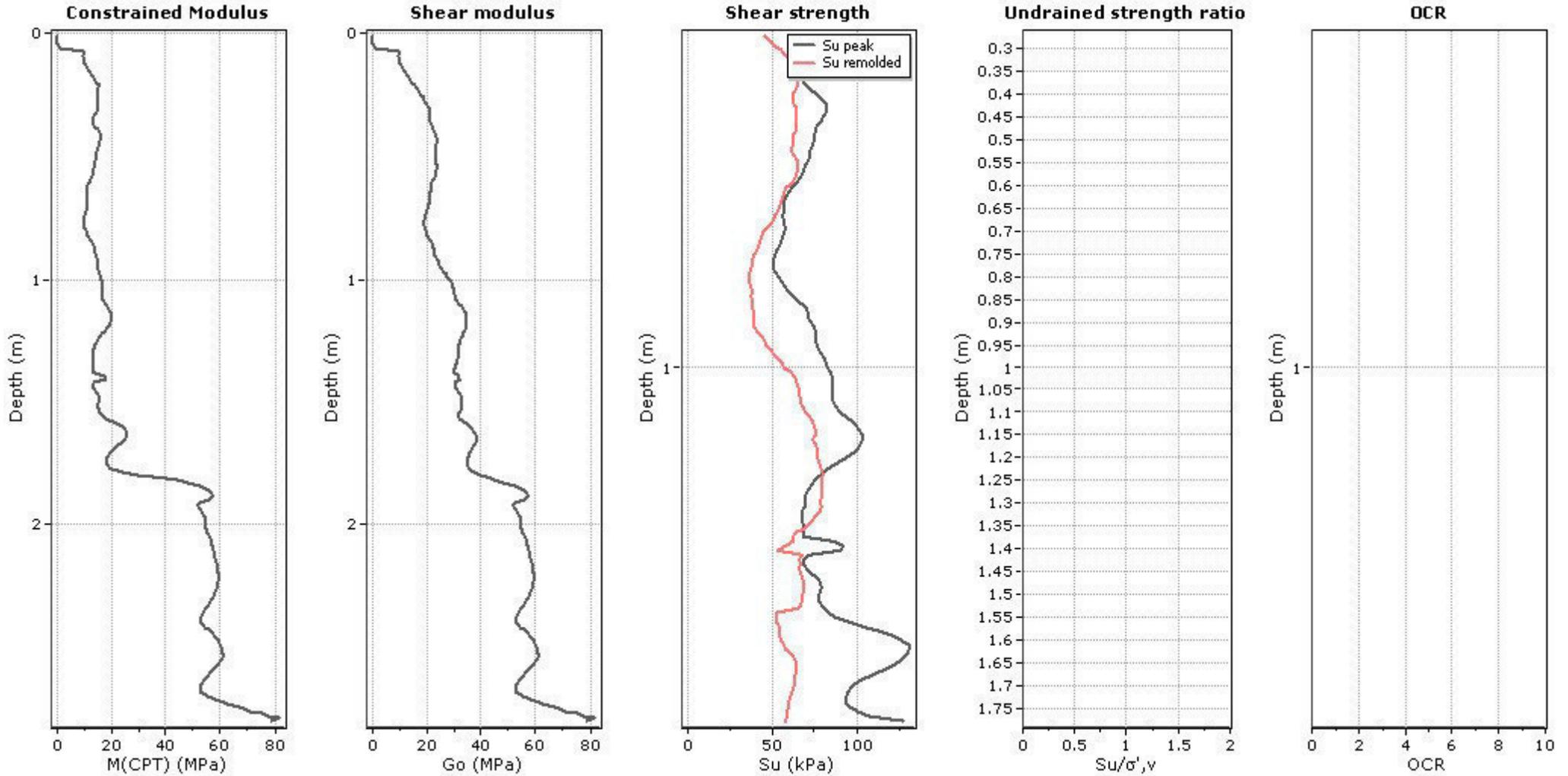
Relative density constant, C_{Dr} : 350.0

Phi: Based on Kulhawy & Mayne (1990)

—●— User defined estimation data

Project: Comune di Faenza - Nuova pista ciclabile

Location: SP 16 "Marzeno" - Faenza (RA)



Calculation parameters

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

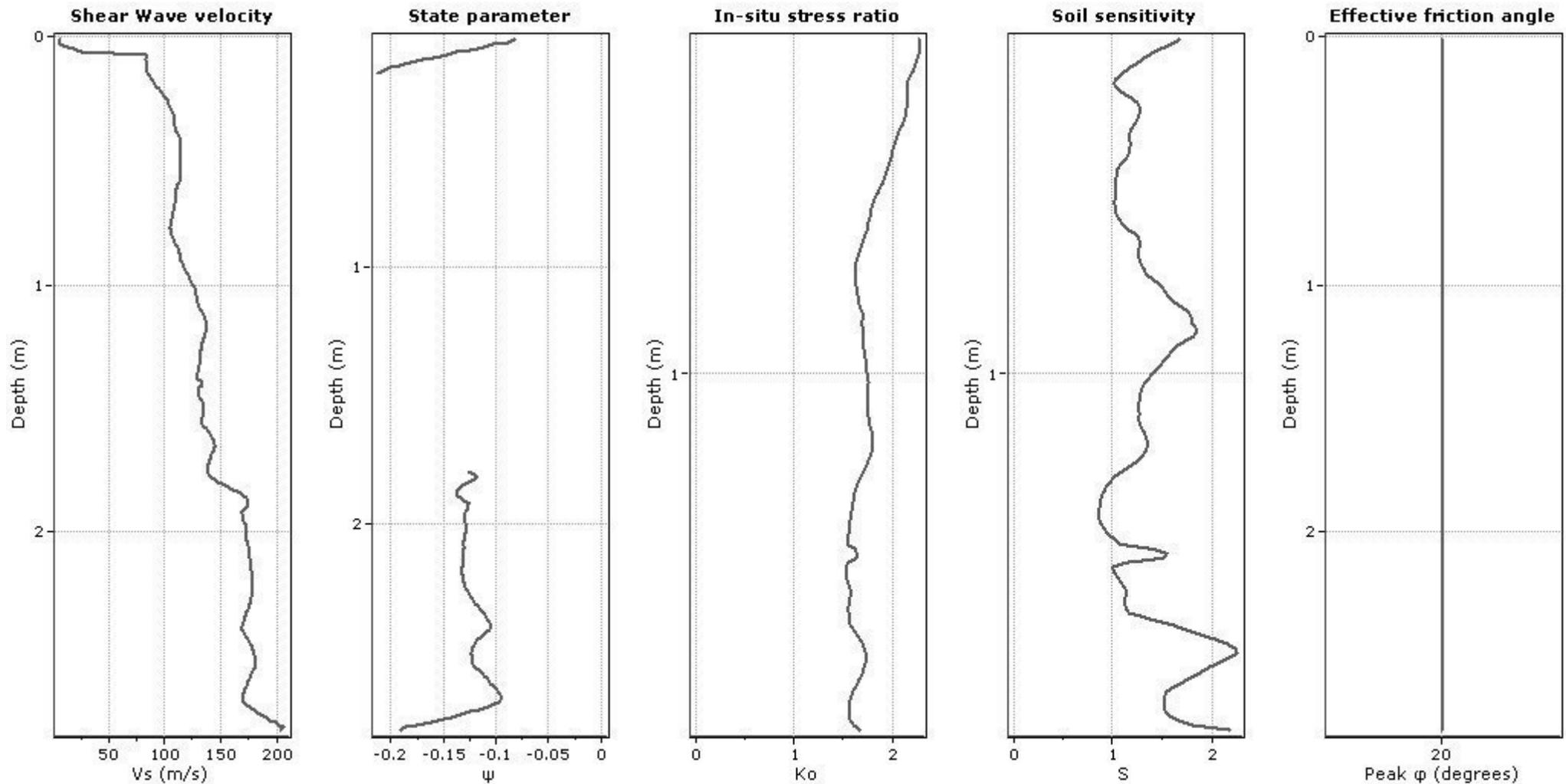
Go: Based on variable *alpha* using I_c (Robertson, 2009)

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

OCR factor for clays, N_{kt} : 0.33

● — User defined estimation data

Project: Comune di Faenza - Nuova pista ciclabile
Location: SP 16 "Marzeno" - Faenza (RA)

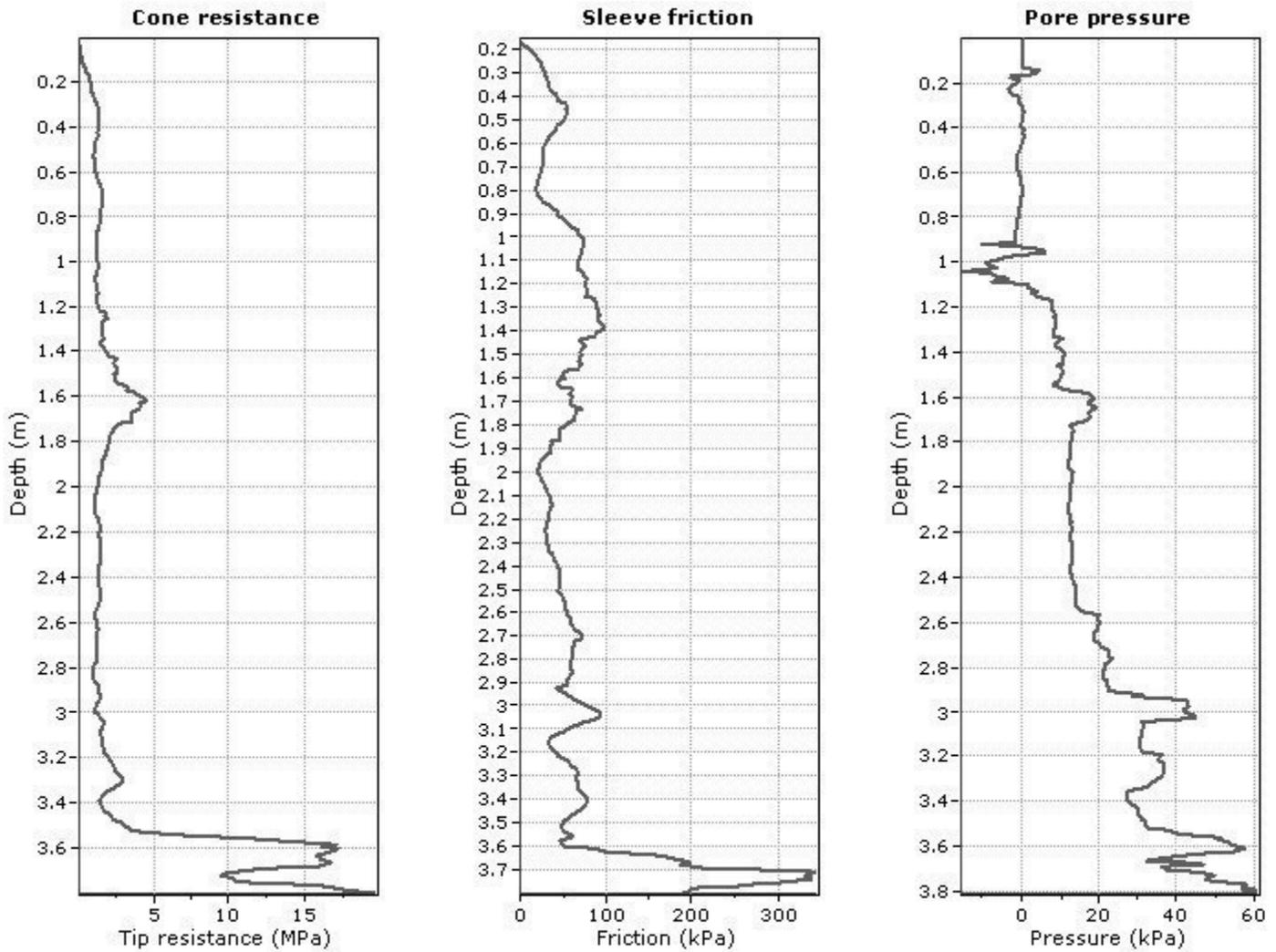


Calculation parameters

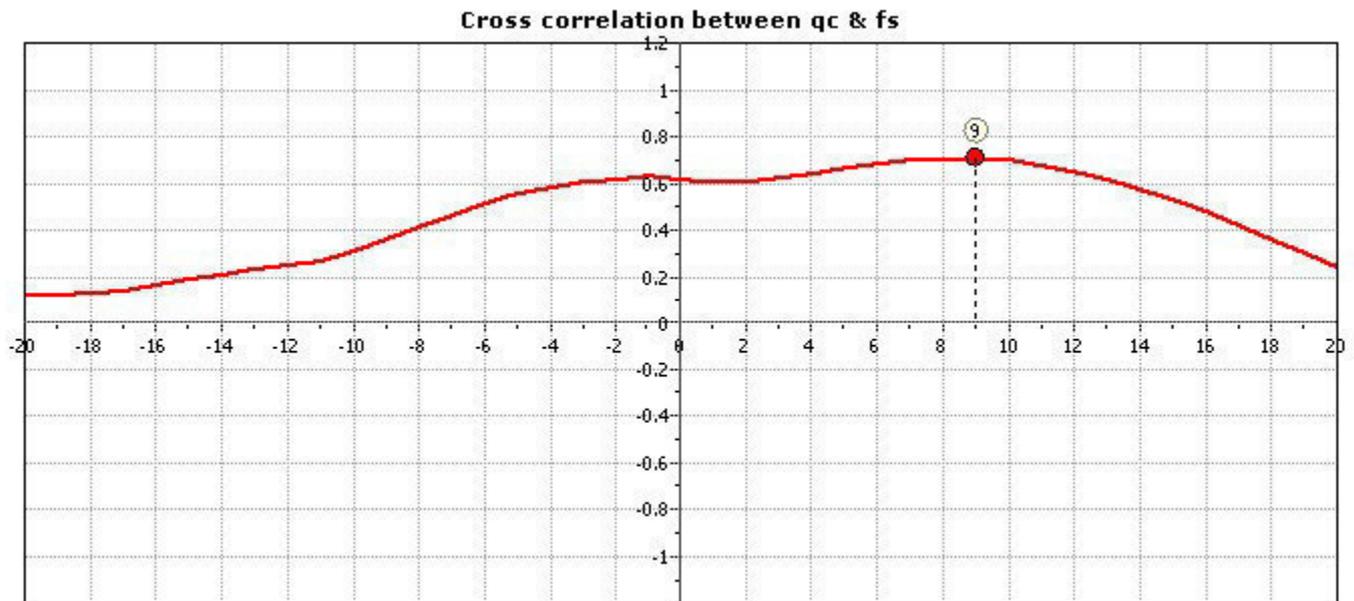
Soil Sensitivity factor, N_s : 7.00

—●— User defined estimation data

Project: Comune di Faenza - Nuova pista ciclabile
Location: SP 16 "Marzeno" - Faenza (RA)



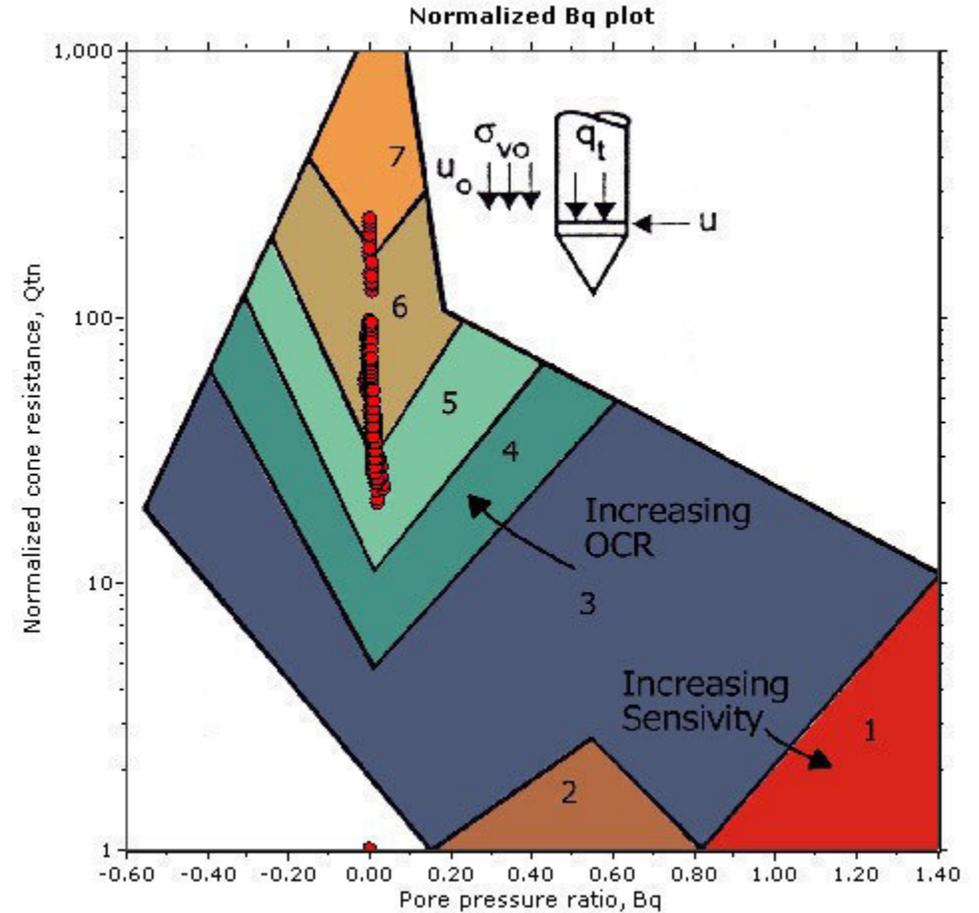
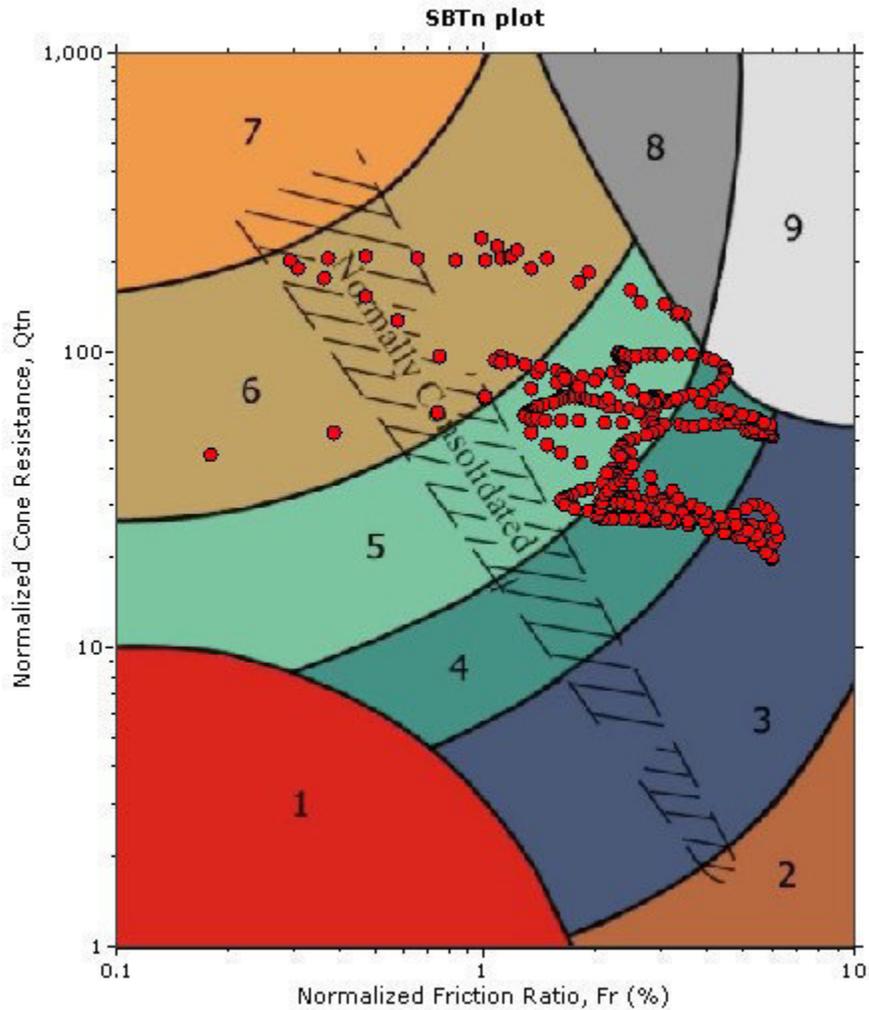
The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw q_c and f_s values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).



Project: Comune di Faenza - Nuova pista ciclabile

Location: SP 16 "Marzeno" - Faenza (RA)

SBT - Bq plots (normalized)

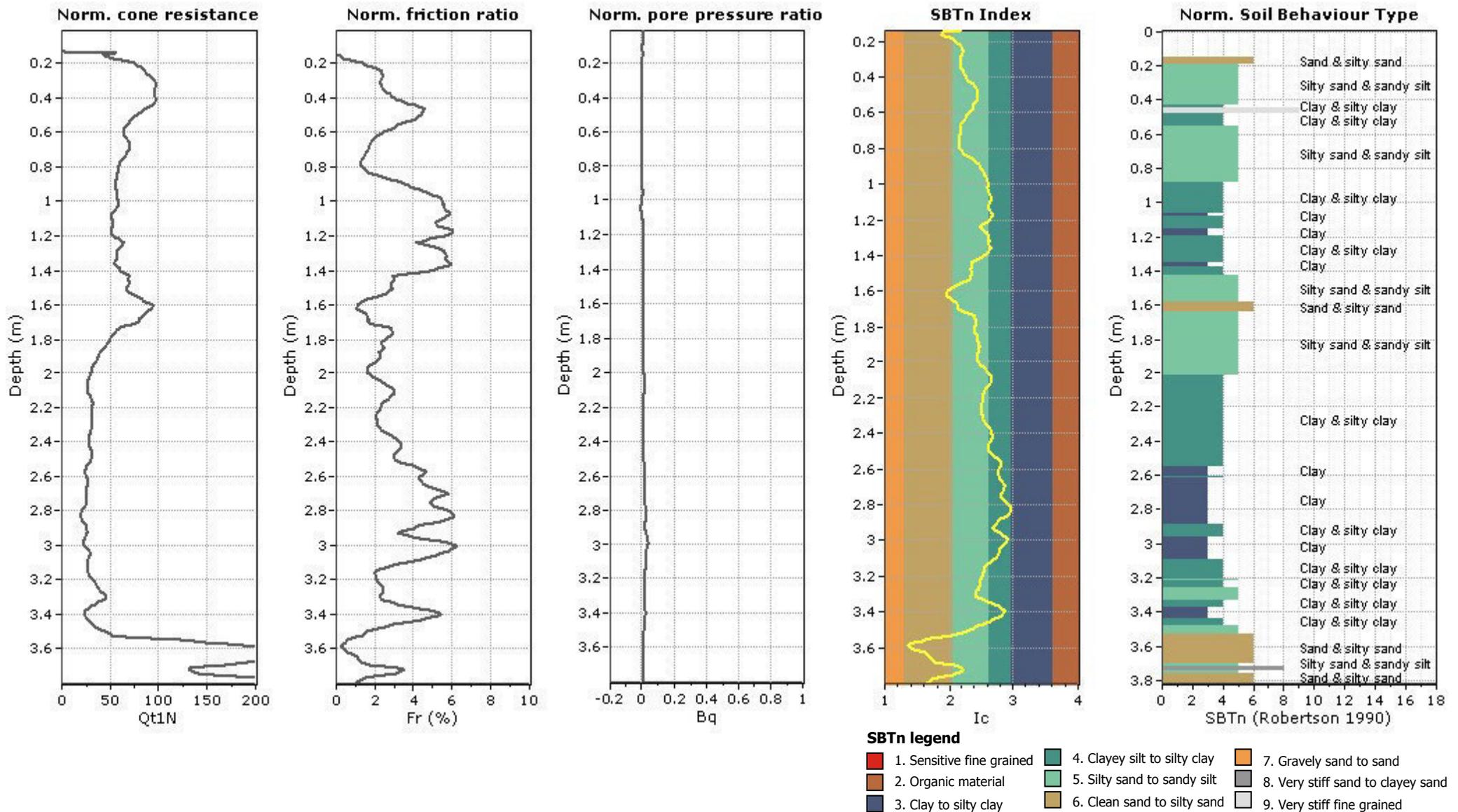


SBTn legend

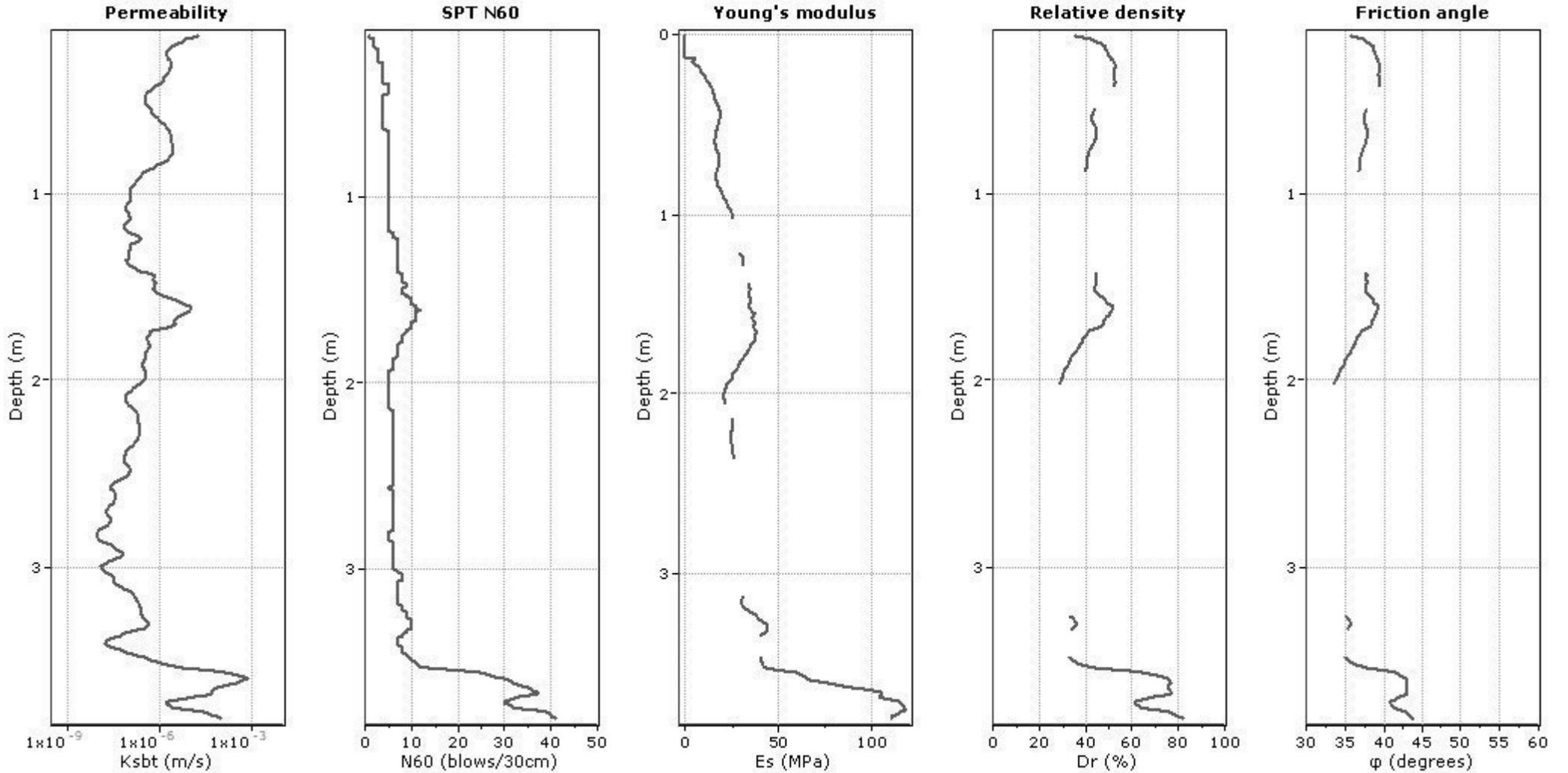
- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravely sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty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

Project: Comune di Faenza - Nuova pista ciclabile

Location: SP 16 "Marzeno" - Faenza (RA)



Project: Comune di Faenza - Nuova pista ciclabile
Location: SP 16 "Marzeno" - Faenza (RA)



Calculation parameters

Permeability: Based on SBT_n

SPT N₆₀: Based on I_c and q_t

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

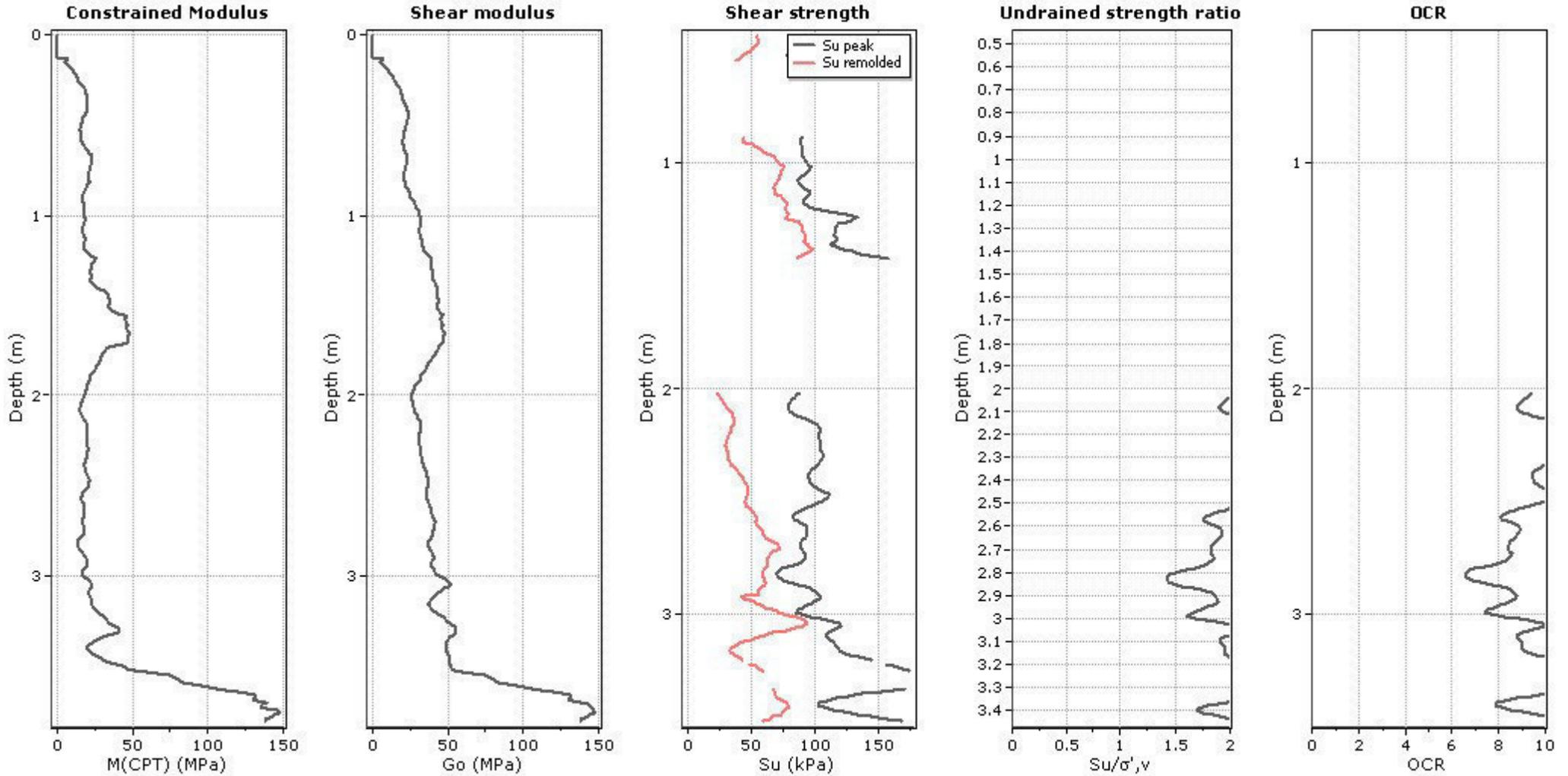
Relative density constant, C_{Dr}: 350.0

Phi: Based on Kulhawy & Mayne (1990)

● — User defined estimation data

Project: Comune di Faenza - Nuova pista ciclabile

Location: SP 16 "Marzeno" - Faenza (RA)



Calculation parameters

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

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

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

OCR factor for clays, N_{kt} : 0.33

● — User defined estimation data